



**João Ricardo Ramos Mota dos Santos**

Licenciado em Engenharia Geológica

## **COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE SOLOS ARGILOSOS DO VALE DIAPÍRICO DE SESIMBRA**

Dissertação para obtenção de Grau de Mestre  
em Engenharia Geológica (Geotecnia)

Orientador: Pedro Calé da Cunha Lamas, Professor Auxiliar,  
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

Júri:

Presidente: Prof. Doutora Ana Paula Fernandes da Silva  
Arguente: Prof. Doutora Ana Paula Confraria Varatojo  
Vogal: Prof. Doutor Pedro Calé da Cunha Lamas



**Julho de 2011**



# Comportamento geotécnico de solos argilosos do vale diapírico de Sesimbra

**Copyright**©João Ricardo Ramos Mota dos Santos, 2011

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.



## Agradecimentos

Aproveito este espaço para agradecer a todos aqueles que, directa ou indirectamente, contribuíram para a realização desta dissertação.

Em primeiro lugar, ao Professor Pedro Lamas, orientador desta dissertação, pela amizade e disponibilidade demonstradas. Os seus conhecimentos foram fundamentais para a elaboração deste trabalho.

À Professora Teresa Santana, pelo empréstimo do material necessário à realização do ensaio Proctor, e por ter concedido acesso ao laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Civil, sem o qual não seria possível a realização dos ensaios edométricos.

Aos técnicos de laboratório Jorge Silvério e José Gaspar por toda a atenção e ajuda prestada no decorrer dos ensaios laboratoriais.

À Professora Ana Paula Silva, pela amizade demonstrada e pelo auxílio em algumas questões técnicas.

Aos meu colegas Pedro Sousa, Mariana Silva e, em especial, ao Filipe Santos, pela amizade ao longo destes anos e pela colaboração no decorrer e na análise dos resultados dos ensaios laboratoriais.

Aos meus colegas de curso Joana Simões, Marta Pereira, Sónia Ferreira, Paulo Garcia, Daniela Mariano, Cláudia Rocha, Jorge Gomes, Liliana Ribeiro, Nuno Martins e Cláudia Santos pelo apoio demonstrado durante a realização desta dissertação e por todos os bons momentos proporcionados durante estes anos de faculdade.

À Joana Morais, Sofia Rebelo, Maria Lopes e ao João Gaspar, quatro grandes amigos, por todo o apoio e carinho demonstrados ao longo destes meses.

Por último, o maior dos agradecimentos aos meus pais, aos meus irmãos e à minha madrinha, pelo apoio incondicional ao longo de todo o curso.

*À minha família, em especial ao meu irmão Gonçalo*



## Resumo

A presente dissertação tem como objectivo a obtenção de parâmetros de compressibilidade e permeabilidade dos terrenos pelíticos do vale diapírico de Sesimbra, pertencentes à “Formação-de-Dagorda”, de idade hetangiana, e discutir a sua influência em problemas registados em estruturas aí implantadas. A escolha deste local deve-se ao facto de ser uma zona com características geológicas muito particulares, onde se tem verificado crescente interesse na construção de residências de férias.

Inicialmente, apresentam-se algumas considerações teóricas, bem como todos os conceitos que interessaram para este trabalho. Faz-se também um breve balanço dos estudos já realizados naqueles terrenos. Para a presente dissertação, foram utilizadas duas amostras ocorrentes nas zonas mais superficiais e meteorizadas da referida formação pelítica.

À fase de recolha de amostras, seguiu-se um período onde foram efectuados diversos ensaios de identificação. Por fim, e com vista ao cumprimento do objectivo proposto, foram realizados ensaios edométricos para a determinação dos parâmetros de compressibilidade e consolidação das amostras. Para complementar o estudo, e obter uma comparação de resultados, foram utilizados provetes remoldados e indeformados.

Por último, são apresentadas as principais conclusões retiradas no decorrer desta dissertação e, também, algumas propostas de trabalhos a realizar no futuro.

**Palavras-chave:** “Formação-de-Dagorda”; compactação; consolidação; compressibilidade





## **Abstract**

The main goal of this thesis is the study of compressibility and permeability of pelitic soils that outcrop on the bottom of Sesimbra's diapiric valley, which belong to the "Formação-de-Dagorda" unit, of hettangian age, and draw conclusions about its influence on problems found in some structures. The study location was chosen due to geological specificities of the place and the recent boom of house construction in that area.

Firstly, some theoretical considerations and several concepts are presented. A short assessment of previous studies in those soils is also made.

Two samples from the most superficial and weathered part of that silt-clay unit were collected and several laboratory tests were carried out for identification. Lastly, oedometer tests were performed to define the parameters of compressibility and consolidation of the samples. In order to compare results, compressed and uncompressed samples were used.

Finally, the main conclusions are summarized and some proposals for future works are suggested.

**Keywords:** "Formação-de-Dagorda"; compaction; consolidation; compressibility



## Simbologia, siglas e abreviaturas

$g$	Aceleração da gravidade
$A_t$	Actividade das argilas
$h$	Altura de queda
$H_0$	Altura inicial
Al	Alumínio
$\Delta H$	Assentamento
$\Delta h_i$	Assentamento inicial
Ca	Cálcio
$Q$	Caudal
cm	Centímetro
$a_v$	Coeficiente de compressibilidade
$m_v$	Coeficiente de compressibilidade volumétrica
$c_v$	Coeficiente de consolidação
$c_\alpha$	Coeficiente de consolidação secundária
$C_c$	Coeficiente de curvatura
$K$	Coeficiente de permeabilidade vertical
$C_u$	Coeficiente de uniformidade
$z$	Cota
D	Diâmetro das partículas
$D_{10}$	Diâmetro equivalente
$D_{30}$	Diâmetro equivalente
$D_{60}$	Diâmetro equivalente
$h$	Distância/carga hidráulica
$u_e$	Excesso de pressão intersticial
$\varepsilon_v$	Extensão vertical
$\varepsilon_v$	Extensão volumétrica

$T_v$	Factor tempo
Fe	Ferro
G	Peso específico dos grãos
g	Grama
$U_z$	Grau de consolidação
$C_c$	Índice de compressibilidade
$C_e$	Índice de expansibilidade
IP	Índice de plasticidade
$i$	Índice de vazios
$e$	Índice de vazios
$e_0$	Índice de vazios inicial
kPa	Kilo Pascal
kN	Kilo Newton
$L_L$	Limite de liquidez
$L_P$	Limite de plasticidade
$L_R$	Limite de retracção
Mg	Magnésio
H	Maior distância que uma partícula de água terá de percorrer
m	Metro
$\mu\text{m}$	Mícra
ml	Mililitro
mm	Milímetro
$n$	Número de camadas
$N$	Número de pancadas por camada
$P$	Peso do pilão
$\gamma_s$	Peso volúmico seco
$\gamma_w$	Peso volúmico da água

$\gamma_d$	Peso volúmico aparente seco
$\gamma_t$	Peso volúmico total
$d_0$	Ponto correspondente a 0% da consolidação
$d_{50}$	Ponto correspondente a 50% da consolidação
$d_{100}$	Ponto correspondente a 100% da consolidação
K	Potássio
$u$	Pressão intersticial
$u_i$	Pressão intersticial inicial
Z	Profundidade adimensionalizada
S	Secção do provete
s	Segundos
$t$	Tempo
$t_{90}$	Tempo correspondente a 90% da consolidação
$\sigma$	Tensão normal
$\sigma'$	Tensão efectiva
$\sigma'_o$	Tensão efectiva inicial
$\sigma'_p$	Tensão de pré-consolidação
$w$	Teor em água
$w_{opt}$	Teor em água óptimo
$\Delta e$	Variação do índice de vazios
$\Delta n$	Variação da porosidade
$\Delta \sigma'$	Variação da tensão efectiva
$\Delta V$	Variação do volume do provete
$\Delta V_v$	Variação do volume de vazios
$\nu$	Velocidade
$\eta$	Viscosidade
$V_0$	Volume inicial do provete

$V_v$	Volume de vazios
$V_s$	Volume de partículas sólidas
$V$	Volume do molde
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
OCR	Do inglês – “grau de sobreconsolidação”
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
NP	Norma Portuguesa
NC	Do inglês – “normalmente consolidado”
NNW	Nor-noroeste
OC	Do inglês – “sobreconsolidado”
SW	Sudoeste
SSE	Su-sudeste
<i>in loco</i>	Do latim – “directamente no local”
<i>et al.</i>	Do latim – <i>et alii</i>
<i>op. cit</i>	Do latim – <i>opus citatum</i>

# Índice geral

<b>Agradecimentos .....</b>	<b>v</b>
<b>Resumo.....</b>	<b>vii</b>
<b>Abstract .....</b>	<b>ix</b>
<b>Simbologia, siglas e abreviaturas .....</b>	<b>xi</b>
<b>Índice geral.....</b>	<b>xv</b>
<b>Índice de figuras.....</b>	<b>xvii</b>
<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
<b>2. ARGILAS .....</b>	<b>5</b>
2.1 Construção em solo argiloso .....	5
2.2 Minerais argilosos.....	7
2.3 Propriedades dos minerais argilosos.....	9
2.3.1. Granulometria .....	9
2.3.2. Superfície específica .....	11
2.3.3. Troca ou permuta de iões.....	11
2.3.4. Viscosidade .....	12
2.3.5. Plasticidade.....	12
2.3.6. Actividade de uma argila .....	13
2.3.7. Limites de consistência.....	14
2.4 Comportamento geotécnico dos solos argilosos .....	15
2.4.1. Compactação .....	16
2.4.2. Consolidação.....	18
<b>3. TEORIA DA CONSOLIDAÇÃO .....</b>	<b>19</b>
3.1 Efeito da água no solo .....	19
3.2 Assentamentos .....	20
3.2.1. Determinação dos assentamentos .....	21
3.2.2. Analogia de Terzaghi.....	23

3.2.3.	Parâmetros de compressibilidade .....	23
3.3	Consolidação.....	29
3.3.1.	Equação da consolidação de Terzaghi .....	29
3.3.2.	Cálculo do assentamento ao longo do tempo.....	35
3.3.3.	Consolidação secundária .....	35
3.3.4.	Determinação do coeficiente de consolidação .....	36
4.	TRABALHOS ANTERIORES .....	39
4.1	Caracterização mineralógica .....	41
4.2	Caracterização geotécnica.....	43
5.	ANÁLISE EXPERIMENTAL.....	47
5.1	Conceito geotécnico de amostra .....	47
5.2	Amostragem .....	48
5.3	Ensaio realizados.....	49
5.3.1.	Obtenção do peso volúmico aparente seco pelo método da garrafa de areia ...	49
5.3.2.	Análise granulométrica .....	50
5.3.3.	Limites de Consistência .....	51
5.3.4.	Ensaio edométrico .....	55
6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	73
7.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	79
ANEXOS.....		83
ANEXO A - DETERMINAÇÃO DO TEOR EM ÁGUA ÓPTIMO E RESPECTIVO PESO VOLÚMICO APARENTE SECO NOS ENSAIOS PROCTOR.....		84



## Índice de figuras

Figura 1.1 – Localização da formação das margas gipsíferas do diapiro de Sesimbra.....	2
Figura 1.2 – Fendas estruturais observadas em moradias construídas nos terrenos em.....	2
Figura 2.1 – Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade .....	13
Figura 2.2 - Curva de compactação .....	17
Figura 2.3 - Energia de compactação e curva de saturação.....	17
Figura 3.1 - Distribuição hidrostática das pressões da água num solo saturado .....	19
Figura 3.2 - Tensão total <i>in situ</i> . .....	20
Figura 3.3 – Assentamentos e tensões de contacto em áreas circulares uniformemente carregadas em meio homogéneo, elástico e isótropo .....	21
Figura 3.4 – Representação esquemática da célula de um edómetro. ....	22
Figura 3.5 – Dispositivo utilizado na realização do ensaio edométrico. ....	22
Figura 3.6 – Analogia de Terzaghi.....	23
Figura 3.7 – Assentamento total de um provete de solo após consolidação.....	24
Figura 3.8 - Curva índice de vazios – tensão efectiva .....	25
Figura 3.9 – Curva de consolidação obtida em laboratório e construção de Casagrande .....	26
Figura 3.10 - Evolução do estado de tensão quando da amostragem e na realização de ensaio edométrico . ....	27
Figura 3.11 - Construção de Schmertmann para a obtenção da curva <i>in situ</i> .....	28
Figura 3.12 - Exemplo de carga e descarga de um solo NC.....	28
Figura 3.13 - Consolidação unidimensional.....	30
Figura 3.14 - Grau de consolidação $U_z$ em função de $T_v$ e $Z$ .....	33
Figura 3.15 - Grau de consolidação médio, $U$ em função do tempo, $T_v$ .....	34
Figura 3.16 - Determinação de $H$ .....	34
Figura 3.17 - Determinação do coeficiente de consolidação através do método de Casagrande .....	36
Figura 3.18 - Determinação do coeficiente de consolidação .....	38
Figura 4.1 - Esboço da geologia da região de Sesimbra.....	39
Figura 4.2 – Modelo cinemático da evolução do diapiro de Sesimbra .....	40
Figura 4.3 - Corte esquemático interpretativo do trecho principal do diapiro de Sesimbra.....	40
Figura 4.4 - Curvas granulométricas.....	44
Figura 4.5 - Carta de Plasticidade .....	45
Figura 5.1 – Localização das amostras SE1 e SE2 .....	48
Figura 5.2 – Curvas granulométricas das amostras recolhidas. ....	51

Figura 5.3 – Carta de plasticidade das amostras recolhidas. ....	53
Figura 5.4 – Carta de plasticidade englobando os resultados obtidos neste estudo e os resultados obtidos anteriormente por Sobreira (1995) e Lamas & Santana (2008). ....	54
Figura 5.5 – Molde pequeno e pilão leve utilizados no ensaio Proctor. ....	56
Figura 5.6 – Curvas de compactação obtidas no ensaio Proctor.....	58
Figura 5.7 – Assentamento ao longo do tempo obtido para os provetes remoldados com 125ml de água. ....	59
Figura 5.8 - Assentamento ao longo do tempo obtido para os provetes remoldados com 150ml de água. ....	59
Figura 5.9 - Assentamento ao longo do tempo obtido para os provetes remoldados com 175ml de água. ....	60
Figura 5.10 - Assentamento ao longo do tempo obtido para os provetes remoldados com 200ml de água. ....	60
Figura 5.11 – Curvas de consolidação obtidas no ensaio edométrico para os provetes remoldados com 125 ml de água. ....	61
Figura 5.12 - Curvas de consolidação obtidas no ensaio edométrico para os provetes remoldados com 150 ml de água. ....	62
Figura 5.13 - Curvas de consolidação obtidas no ensaio edométrico para os provetes remoldados com 175 ml de água. ....	62
Figura 5.14 - Curvas de consolidação obtidas no ensaio edométrico para os provetes remoldados com 200 ml de água. ....	63
Figura 5.15 – Curva de consolidação <i>in situ</i> para os provetes remoldados com 125ml de água. ....	65
Figura 5.16 - Curva de consolidação <i>in situ</i> para os provetes remoldados com 150ml de água.	65
Figura 5.17 - Curva de consolidação <i>in situ</i> para os provetes remoldados com 175ml de água.	66
Figura 5.18 - Curva de consolidação <i>in situ</i> para os provetes remoldados com 200ml de água	66
Figura 5.19 – Assentamento ao longo do tempo obtido para o provete indeformado .....	69
Figura 5.20 – Curva de consolidação obtida no ensaio edométrico realizado no provete indeformado .....	69
Figura 5.21 - Curva de consolidação <i>in situ</i> obtida no ensaio edométrico realizado no provete indeformado .....	70
Figura A.1 - Determinação do teor em água ótimo e respectivo peso volúmico aparente seco para a amostra SE1 .....	85
Figura A.2 – Determinação do teor em água ótimo e respectivo peso volúmico aparente seco para a amostra SE2 .....	87

## Índice de tabelas

Tabela 2.1 – Classificação dos minerais argilosos quanto à actividade.....	14
Tabela 3.1 - Assentamentos em argilas.....	21
Tabela 3.2 - Consolidação Secundária: classificação .....	35
Tabela 4.1- Composição mineralógica (em percentagem), obtida de análise semi-quantitativa a partir de difractogramas de Raios-X por Sobreira (1995), as amostras H e Lamas & Santana (2008), as amostras SE.....	42
Tabela 4.2 - Resultado em percentagens da mineralogia da fracção argilosa das amostras.....	43
Tabela 4.3 - Resultados dos ensaios de caracterização e classificações geotécnicas por Sobreira (1995), as amostras H e Lamas & Santana (2008), as amostras SE .....	44
Tabela 4.4 - Valores representativos dos ensaios edométricos .....	45
Tabela 5.1 – Parâmetros <i>in situ</i> do solo obtidos através do Método da Garrafa de Areia .....	50
Tabela 5.2 – Quadro-síntese dos ensaios de identificação realizados nas amostras recolhidas	52
Tabela 5.3 – Actividade da argila para as amostras em estudo .....	54
Tabela 5.4 – Peso volúmico aparente seco correspondente ao teor em água óptimo obtido no ensaio Proctor.....	58
Tabela 5.5 – Classificação dos solos de acordo com o Coeficiente de Permeabilidade.....	68
Tabela 5.6 - Quadro-síntese com os resultados dos ensaios edométricos feitos nos provetes remoldados.....	68
Tabela 5.7 - Quadro-síntese com os resultados do ensaio edométrico feito no provete indeformado .....	70
Tabela 6.1 – Quadro-síntese dos resultados do ensaio <i>in situ</i> . .....	74
Tabela 6.2 – Quadro-síntese dos resultados dos ensaios laboratoriais para a amostra SE1 .....	74
Tabela 6.3 – Quadro-síntese dos resultados dos ensaios laboratoriais para a amostra SE2 .....	75
Tabela A.1 - Quadro-síntese com os resultados do ensaio Proctor para a amostra SE1 .....	84
Tabela A.2 - Quadro-síntese com os resultados do ensaio Proctor para a amostra SE2 .....	86

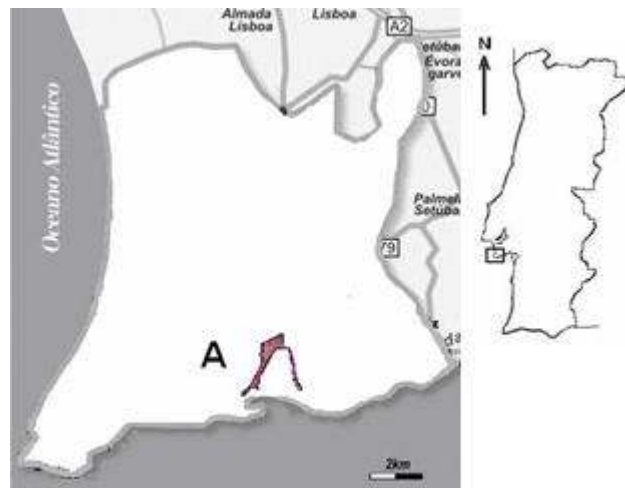


# 1. INTRODUÇÃO

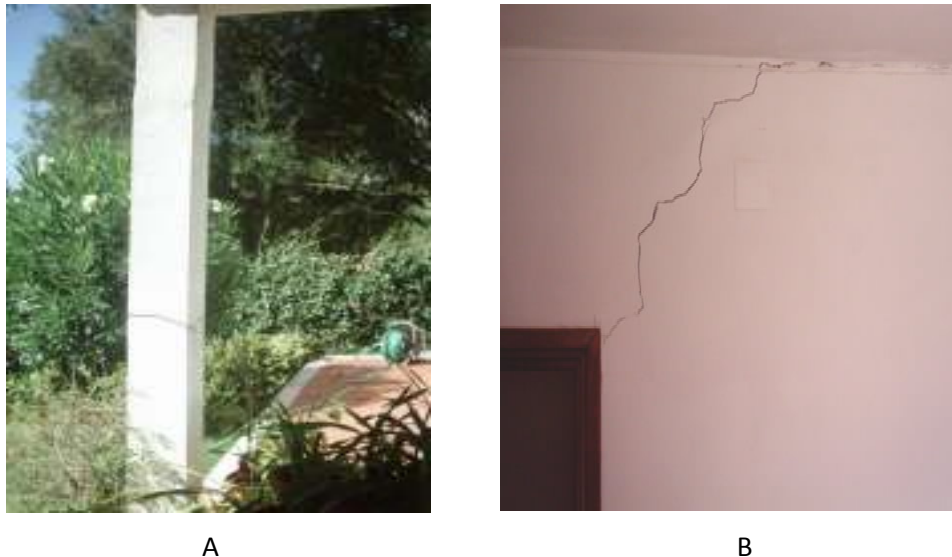
Nas últimas décadas, os vales diapíricos existentes na Bacia Lusitaniana, próximo do litoral ocidental de Portugal (Parceiros/Leiria, Caldas da Rainha/Óbidos, Bolhos, Maceira, Rio Maior, Sesimbra, etc.), têm vindo a sofrer crescente ocupação urbana, essencialmente de habitações de lazer e, em menor escala de prolongamentos de pólos urbanos vizinhos. Na sua maioria, esses vales são cobertos em grande parte por terrenos argilo-siltosos carbonatados ricos em materiais evaporíticos (gesso, halite e salgema), integrados na formação geológica denominada de “Formação-de-Dagorda” (“Margas-de-Dagorda”, segundo Choffat, 1908), os quais conferem ao fundo dos vales e a parte das suas encostas deficientes aptidões para a construção. A presença dos evaporitos, espalhados, muitas vezes, de modo difuso na massa argilosa ou em placas fibrosas, piora ainda mais as características geotécnicas destes terrenos, dada a sua fraca resistência e elevada solubilidade.

Não existe, contudo, grande acervo de elementos geotécnicos interessando os terrenos da “Formação-de-Dagorda” em muitos dos locais acima referidos pelo facto de, até ao presente, os mesmos se encontrarem, na sua maioria, afastados de grandes centros populacionais. Contudo, o alargamento das áreas urbanas de pequena a média dimensão existentes na sua vizinhança tem induzido uma ocupação progressiva por parte de habitações, em geral, unifamiliares já de carácter permanente. A este propósito, Amado *et al.* (2003), descrevem os problemas geotécnicos que emergem com o crescimento urbano no vale diapírico de Parceiros/Leiria. Nesse estudo, que abrange as diversas formações geológicas que constituem aquele vale, é apresentado um pequeno número de resultados de ensaios interessando a “Formação-de-Dagorda”. Para o mesmo vale diapírico, Veiga & Quinta-Ferreira (2010), apresentam uma caracterização geotécnica visando, apenas, a referida formação, pondo em destaque uma ocupação urbana já considerável, derivada da expansão de uma cidade como Leiria. Marques (2001) apresenta, por seu lado, alguns parâmetros físicos e mecânicos (resistência ao corte) confirmados pela retroanálise do mecanismo de rotura de um escorregamento antigo afectando as margas hetangianas que constituem as arribas da Praia do Telheiro (Algarve).

No caso particular do vale diapírico de Sesimbra, situado a três dezenas de quilómetros para sul de Lisboa (Figura 1.1), tem-se vindo a verificar nos últimos 30-40 anos um surto crescente de construções. Os terrenos que preenchem o fundo desse vale e que constituem o núcleo do referido diapiro, atribuídos ao Hetangiano (início do Jurássico) são dos que exibem pior comportamento geotécnico, facto confirmado em diversas construções aí implantadas (Figura 1.2).



**Figura 1.1 – Localização da formação das margas gipsíferas do diapiro de Sesimbra (assinalada com a letra A).**



**Figura 1.2 – Fendas estruturais observadas em moradias construídas nos terrenos em estudo: A) Pormenor de pilar; B) Interior de habitação.**

A motivação para este tema surge da vontade de dar continuidade aos trabalhos experimentais desenvolvidos por Sobreira (1995) e Lamas & Santana (2008). O primeiro efectuou um estudo geoambiental do concelho de Sesimbra, que incluiu identificação mineralógica por difracção de Raios-X e caracterização física (granulometria e limites de consistência) dos terrenos argilosos pertencentes à formação em estudo. Por seu lado, Lamas & Santana (*op cit*), para além dos parâmetros referidos, visaram também o estudo da compressibilidade dos mesmos terrenos.

No presente trabalho pretendeu-se caracterizar, com maior pormenor, as características de compressibilidade destes terrenos pelíticos, ocorrentes nas zonas mais superficiais e meteorizadas da “Formação-de-Dagorda” e a merecer crescente interesse para a implantação de edifícios. No caso da construção de habitações monofamiliares são, em regra geral, utilizadas terraplenagens com o intuito de corrigir as irregularidades topográficas. É sobre esses terraplenos que são feitas as fundações. Dada a importância das terraplenagens, no âmbito deste trabalho foram utilizados tanto provetes remoldados como indeformados. Para este estudo, foram recolhidas duas amostras indeformadas e realizada análise granulométrica em cada uma, bem como a determinação dos limites de consistência. Sobre cada amostra foram realizados ensaios de compactação Proctor, de onde se obtiveram oito provetes com teores em água iguais dois a dois, o que permitiu a determinação da curva de compactação, visando a obtenção de valores óptimos de teor em água e respectivo peso volúmico aparente seco. Por fim, foram realizados ensaios edométricos sobre os provetes remoldados e ainda sobre um provete indeformado. Adicionalmente foi aplicado o método da garrafa de areia *in situ*, do qual foi possível retirar o peso volúmico, peso volúmico aparente seco, índice de vazios e tensão vertical *in situ*. A comparação dos resultados dos diversos ensaios foi efectuada de modo a se obterem informações úteis acerca do comportamento destes terrenos e, porventura, justificar alguns dos problemas em construções atrás referidos.

A presente dissertação é composta por seis capítulos.

Neste primeiro capítulo (Introdução) é feita uma pequena apresentação do tema e definem-se os objectivos.

No segundo capítulo (Argilas) são apresentados alguns conceitos relativos às argilas, às suas principais propriedades e ao estudo das mesmas através de ensaios laboratoriais. Faz-se também uma introdução à problemática da construção em solo argiloso.

No terceiro capítulo (Teoria da consolidação) são explicados os conceitos teóricos necessários à compreensão da teoria da consolidação. Introduce-se o ensaio edométrico, assim como todos os parâmetros dele retirados e respectiva importância.

No quarto capítulo (Trabalhos anteriores) faz-se uma breve descrição dos estudos geotécnicos anteriores e respectivas conclusões.

No quinto capítulo (Análise experimental) é feita uma pequena introdução à importância da amostragem e são apresentados os resultados da análise experimental efectuada no âmbito desta dissertação no Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Civil da UNL. É apresentado todo o procedimento dos ensaios, os materiais e a sua caracterização.

Tem como objectivo o conhecimento das características de compressibilidade e consolidação dos terrenos argilosos do vale diapírico de Sesimbra.

No sexto e último capítulo (Considerações finais) são apresentadas as principais conclusões retiradas no decorrer desta dissertação e, também, algumas propostas de trabalhos a realizar, sobre o tema.



## 2. ARGILAS

### 2.1 Construção em solo argiloso

A implantação de estruturas directamente em solo argiloso pode ter diversas desvantagens associadas tais como: reduzida capacidade resistente do terreno de fundação, problemas de expansibilidade do solo e pressões nas estruturas, ocorrência de assentamentos da fundação, com consequente abertura de fendas nas estruturas, entre outros. Em muitas situações recomenda-se, mesmo, a sobre-escavação dos solos argilosos e sua substituição por material grosseiro compactado.

Os materiais argilosos são caracterizados pelo seu comportamento plástico e por este evoluir num intervalo relativamente alargado de teores em água. Apresentam um elevado índice de plasticidade quando comparados com outros materiais geológicos.

No entanto, o principal interesse para o especialista não está tanto em conhecer a origem desse comportamento plástico e restantes propriedades, mas sim o seu efeito sobre os diferentes materiais. Nesta perspectiva, a avaliação das propriedades é feita com vista à previsão do comportamento, na tentativa de agrupar os materiais com comportamentos semelhantes. As classificações geotécnicas surgem da aplicação deste princípio.

Os termos argila, mineral argiloso, material argiloso, solo argiloso, rocha argilosa e argilito são os mais usados para nos referirmos a este grupo de materiais geológicos. Muitas vezes, estes termos são usados com sentidos semânticos que se sobrepõem, com prejuízo para a clara identificação de cada um desses materiais.

De forma a clarificar a natureza de cada material, o autor basear-se-á na terminologia de Gomes (1988) e no vocabulário geotécnico recomendado na especificação E 219 (LNEC, 1968). Assim:

Argila – Rocha (ou solo, do ponto de vista de engenharia) de fraca coesão constituída essencialmente por minerais argilosos, podendo conter outros minerais, denominados de não argilosos, além de matéria orgânica e outras impurezas e caracterizada fisicamente por:

- possuir conteúdo elevado de partículas com diâmetro esférico equivalente ( $d_{e.e} \leq 2 \mu m$ );
- tornar-se plástica quando pulverizada e misturada com água em quantidade adequada;
- tornar-se consistente e rígida após secagem e mais ainda após queima a temperatura elevada, superior a  $1000^{\circ}C$ .

Para fins geotécnicos, atendendo à Classificação Unificada de Solos (Correia, 1988), uma argila será um material que se enquadra nos grupos CL – argilas de baixa plasticidade (magras), ou, CH – argilas de alta plasticidade (gordas). Esta classificação é obtida essencialmente com base na granulometria e nos limites de consistência do material.

Minerais argilosos – minerais constituintes e característicos das argilas, geralmente cristalinos, que quimicamente são alumino-silicatos hidratados, podendo conter cátions tais como Al, Mg, Fe, Ca, K e outros.

Material argiloso – qualquer material natural de granulometria fina e de textura terrosa, independentemente de na sua composição os minerais argilosos serem ou não componentes essenciais; assim as argilas, argilitos e xistos argilosos são materiais argilosos; os solos podem também ser considerados como materiais argilosos, desde que apresentem textura argilosa e um conteúdo elevado de argila.

Rocha argilosa – material argiloso consolidado naturalmente com resistência à rotura em compressão uniaxial superior a 1,25 MPa (Vallejo, 2002); são exemplos os argilitos, xistos argilosos e margas.

Solo argiloso – material argiloso não consolidado com resistência à rotura em compressão uniaxial inferior a 1,25 MPa.

Argilito – rocha argilosa consolidada constituída, essencialmente, por minerais argilosos.

Somente depois de se conhecer com alguma fiabilidade um material argiloso é possível efectuar, com alguma segurança, estudos específicos sobre os seus comportamentos, a menos que se pretenda somente uma descrição não fundamentada das propriedades observadas.

O conhecimento dos materiais argilosos assenta em três vectores:

- a natureza dos minerais presentes;
- a distribuição granulométrica do grão e relações estruturais dos minerais presentes;
- e a história geológica.

## 2.2 Minerais argilosos

De um modo geral, os minerais argilosos são filossilicatos, assim designados por se tratar de compostos baseados em silício, oxigénio e alumínio e por possuírem modelos estruturais organizados em folhas e camadas (*pyllon* = folha). Para além do silício, do oxigénio e do alumínio, elementos principais, estão frequentemente presentes iões de ferro, magnésio, de potássio e sódio.

Estes minerais têm a sua génese ligada a processos que se podem considerar de três tipos:

- Neoformação: são aqueles que não provêm da alteração física e/ou química de outros minerais argilosos pré-existentes; São minerais argilosos que aparecem pela primeira vez, como resultado da precipitação química;

- Transformação: são os que resultam de modificações físicas, químicas e mineralógicas em minerais argilosos pré-existentes;

- Herança: são os que resultam da divisão, essencialmente física, de minerais argilosos pré-existentes, transportados do lugar de génese para outro local onde foram depositados.

Os materiais que dão origem aos minerais argilosos podem ser:

- Minerais argilosos pré-existentes;
- Suspensões coloidais, incluindo geles;
- Iões em solução aquosa.

Como foi anteriormente referido, os minerais argilosos possuem modelos estruturais organizados em folha e camadas, pelo que a cada modelo corresponde um grupo de filossilicatos. Os principais grupos de minerais argilosos são (Gomes, 1988):

### **Grupo da Caulinite**

A caulinite forma-se por alteração química (hidrólise) dos feldspatos e das micas das rochas normalmente ricas em sílica e óxido de alumínio, tais como granitos ou gnaisses, por acção hidrotermal e/ou dos agentes da meteorização.

A caulinite neoformada ocorre em ambientes ácidos, em regiões com abundante precipitação e boa drenagem, sob a acção conjunta da meteorização e da alteração hidrotermal. Quando a sua génese se dá devido a herança de outros minerais, ocorre normalmente em depósitos lacustres, fluviais, estuarinos, lagunares e marinhos para onde foi

transportada, normalmente por via líquida, desde os locais mais ou menos distantes onde havia sido neoformada.

A caulinite pode ainda resultar da transformação de outros minerais argilosos.

Deste grupo de minerais argilosos, a caulinite é a espécie mineral com ocorrência mais frequente. A halosite é outra espécie bastante frequente. A diquite e nacrite são as espécies mais raras.

#### **Grupo da Illite**

Os minerais do grupo da illite são os mais frequentes nas argilas. A illite pode formar-se pela alteração e/ou transformação de outros filossilicatos (micas, clorites, montemorilonites ou caulinites) ou de minerais não filossilicatos (feldspatos, piroxenas, anfíbolos, etc.). A illite pode também ser herdada de micas pré-existentes (por exemplo, a moscovite) ou originada por transformação diagenética.

A elevada estabilidade da illite é responsável pela sua relativa abundância e persistência nos solos.

#### **Grupo da Montemorilonite-Saponite**

A génese da montemorilonite está associada a ambientes químicos alcalinos. Em geral solos básicos, derivados da alteração de rochas vulcânicas extrusivas (cinzas, tufos, etc.) e ambientes de fraca drenagem, permitem o aumento da alcalinidade e da concentração salina das soluções aquosas, necessário à neoformação da montemorilonite.

Este grupo é também conhecido por grupo das esmectites, sendo a montemorilonite o mineral mais frequente. A par com as caulinites e com as illites, as esmectites são os minerais argilosos mais comuns na generalidade dos solos.

As esmectites, por possuírem elevada superfície específica e capacidade de troca catiónica, têm propriedades de absorção e de adsorção que realçam a sua importância no comportamento dos materiais de que fazem parte.

#### **Grupo da Clorite**

A clorite argilosa que mais frequentemente ocorre nos solos resulta da divisão mecânica de clorites pré-existentes em rochas ígneas (micas cloritizadas) ou em rochas metamórficas (xistos cloríticos). Pode também resultar da transformação diagenética de outros minerais argilosos com propriedades expansivas, montemorilonites e vermiculites.

### **Grupo da Vermiculite**

As vermiculites são, a par das esmectites, os minerais argilosos que apresentam maior expansão quando em contacto com a água. No entanto, a expansão sofrida devido à adsorção de água ou outras moléculas polares, é mais limitada do que a expansão das esmectites.

As vermiculites argilosas formam-se por transformação, a partir de micas ou de outros minerais argilosos como por exemplo, a montemorilonite.

### **Grupo dos Interestratificados**

Alguns minerais possuem estrutura cristalina muito similar o que pode levar a que, numa única partícula, possa ocorrer interestratificação de dois ou mais tipos de camadas estruturais.

O interestratificado mais abundante nos solos é a montemorilonite-ilite, sendo também frequente a ocorrência de clorite-vermiculite e clorite-montemorilonite.

Os interestratificados representam estados metaestáveis de transição, que ocorrem na evolução ou transformação de um mineral para o outro (Benta, 2006 *in* Gomes, 2002).

Propriedades como a capacidade de troca catiónica e a expansibilidade dos minerais interestratificados, são mais ou menos elevadas conforme os tipos de camadas estruturais que interestratificam.

## **2.3 Propriedades dos minerais argilosos**

A estrutura dos minerais argilosos permite que estes se desenvolvam com determinado hábito cristalino e tenham algumas características particulares que condicionam o seu comportamento, em especial na presença de água. De entre essas propriedades destacam-se as seguintes:

### **2.3.1. Granulometria**

As argilas são materiais geológicos finamente divididos. Os filossilicatos seus constituintes têm cristais de pequeníssimas dimensões, em regra com diâmetro esférico equivalente inferior a 2  $\mu\text{m}$ .

Nos sistemas granulares dispersos, o termo argila é, tal como os termos silte, areia ou seixo, um conceito com significado puramente granulométrico. A argila compreende, pois, as partículas de dimensões inferiores a 2  $\mu\text{m}$ , enquanto que, por exemplo, o silte compreende as partículas de dimensões situadas entre 2  $\mu\text{m}$  e 60  $\mu\text{m}$  e a areia as partículas que se situam entre 60  $\mu\text{m}$  e 2 mm.

A granulometria é definida como sendo a distribuição, em percentagem, do peso total das partículas de uma amostra de solo, com base na dimensão das partículas que o constituem. Esta é determinada por dois processos: a peneiração e a sedimentação.

#### **2.3.1.1. Peneiração**

A peneiração é efectuada para as partículas de maior dimensão (maiores que 60  $\mu\text{m}$ ). O processo consiste em agitar o solo, manual ou mecanicamente, através de um conjunto de peneiros de malha quadrada normalizada e cada vez mais apertada. O material retido num determinado peneiro representa a fracção do solo com dimensão superior à da malha desse peneiro, mas inferior à do peneiro precedente. O material retido em cada um dos peneiros é pesado para determinar a percentagem que representa do peso total da amostra.

#### **2.3.1.2. Sedimentação**

A sedimentação é utilizada para determinar a percentagem relativa das partículas de dimensões muito reduzidas. Esta técnica consiste em agitar a componente mais fina de uma amostra de solo em água destilada e acompanhar o processo de sedimentação das partículas, medindo a densidade do líquido em certos intervalos de tempo. A diferença de densidades mede a quantidade de partículas que sedimentou ao fim de determinado intervalo de tempo.

A velocidade de sedimentação,  $v$ , está relacionada com o diâmetro das partículas ( $D$ ) que vão sedimentar, e que interessa determinar, com o peso volúmico das mesmas,  $\gamma_s$ , num líquido com viscosidade  $\eta$  e peso volúmico  $\gamma_w$ , através da lei de Stockes, tal que:

$$v = \frac{g\gamma_s - \gamma_w}{18\eta} \times D^2 \quad (2.1)$$

em que  $g$  é a aceleração de gravidade.

#### **2.3.1.3. Representação dos resultados – curvas granulométricas**

Os resultados da análise granulométrica são representados pelas curvas granulométricas cumulativas em que as dimensões das partículas (em mm) são representadas, em abcissas, em escala logarítmica. Em ordenadas marcam-se as percentagens de material com partículas inferiores a uma determinada dimensão. Assim, um determinado valor da curva obtém-se da soma de todos os outros valores que lhe são inferiores.

Estas curvas permitem classificar o solo de acordo com as dimensões das partículas que o constituem. Um solo constituído por partículas que abrangem uma larga gama de dimensões

diz-se bem graduado e tem geralmente uma resistência e estabilidade mais elevadas do que um solo mal graduado em que os grãos são de tamanho mais uniforme.

### 2.3.2. Superfície específica

A superfície específica de uma partícula define-se como a área da mesma por unidade de massa, expressa em  $\text{m}^2/\text{g}$ . Numa argila, esta é definida como a soma da área da superfície externa com a área da superfície interna das partículas constituintes, por unidade de massa (Gomes, 1988).

Com a diminuição do diâmetro das partículas do solo (por meteorização), a área da superfície resultante aumenta consideravelmente.

As argilas possuem elevada superfície específica, facto muito importante para certos usos industriais onde a interacção sólido - fluido depende directamente da superfície específica do sólido: cerâmica, catálise, branqueamento de óleos, etc. Apresenta-se, em seguida, alguns valores característicos (Benta, 2006 *in* Gomes, 2002):

- Caulinite:  $15\text{-}50 \text{ m}^2/\text{g}$
- Illite:  $50\text{-}100 \text{ m}^2/\text{g}$
- Montemorilonite:  $150\text{-}800 \text{ m}^2/\text{g}$

Todavia, o valor da superfície específica não oferece uma representação ou imagem da dispersão dimensional do grão, uma vez que argilas com superfície específica igual ou semelhante podem proporcionar comportamentos muito distintos face a determinadas propriedades geotécnicas.

### 2.3.3. Troca ou permuta de iões

Os minerais argilosos possuem a propriedade de trocar iões fixados na superfície exterior dos seus cristais, ou nos espaços intercamadas estruturais, ou ainda noutros espaços interiores porém acessíveis por iões existentes em soluções aquosas envolventes. A capacidade de troca iónica que um mineral argiloso ou argila pode adsorver e trocar é uma propriedade que resulta do desequilíbrio das suas cargas eléctricas. Este desequilíbrio deve-se a substituições isomórficas, as quais influenciam fortemente determinadas propriedades físico-químicas.

A troca de iões é um processo estequiométrico segundo o qual cada ião adsorvido pelo mineral argiloso provoca a libertação dum ião anteriormente fixado.

#### 2.3.4. Viscosidade

A viscosidade de um fluído traduz a resistência que o mesmo oferece ao escoamento. No sistema argila/água, o comportamento reológico assemelha-se ao de um fluído constituído por um número infinito de moléculas lamelares que, quando em movimento, deslizam umas sobre as outras. A viscosidade não é mais do que a medida da fricção interna das suas moléculas, sendo o seu inverso a fluidez.

A viscosidade de qualquer suspensão de argila sofre modificações, geralmente aumentando contínua e irreversivelmente com o tempo se não lhe for adicionada água. A este efeito dá-se o nome de envelhecimento duma suspensão, o qual pode ser acelerado se for executado trabalho sobre a mesma utilizando, por exemplo, a acção de um agitador, mecânico ou ultra-sónico.

A modificação irreversível da viscosidade é devida à desagregação progressiva dos agregados de partículas de argila e à clivagem dos cristais individuais dos minerais argilosos por acção da água, o que faz multiplicar os contactos entre partículas aumentando, consequentemente, a viscosidade.

Algumas suspensões de argila, se deixadas em repouso durante algum tempo, evidenciam um espessamento, tornando-se mais viscosas. Porém, se depois forem sujeitas a vigorosa agitação, tornam-se novamente fluidas, voltando ao estado inicial. Esta propriedade reversível, dependente do tempo de repouso, é denominada tixotropia.

#### 2.3.5. Plasticidade

Plasticidade de uma argila é a propriedade que se manifesta tanto na mudança de forma sem rotura de uma massa de argila com água, por aplicação duma força exterior, como pela manutenção da forma, quando a força é removida ou reduzida abaixo dum certo valor correspondente à chamada tensão de cedência. O termo trabalhabilidade usa-se também, por vezes, como sinónimo de plasticidade.

O grau de deformação duma pasta de argila, até a mesma entrar em rotura, aumenta progressivamente até determinado valor em função do teor em água. A água, em quantidade adequada, funciona como um lubrificante que facilita o deslizamento das partículas umas sobre as outras, sempre que uma tensão superficial é aplicada.

Os principais factores que afectam a plasticidade são a mineralogia, a granulometria, a forma dos cristais, a carga eléctrica dos cristais e o estado de desfloculação da argila.

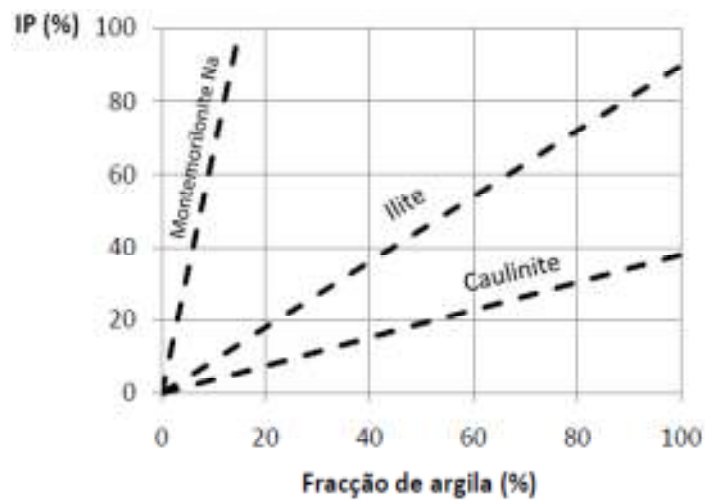


### 2.3.6. Actividade de uma argila

A actividade das argilas é dada pelo quociente entre o índice de plasticidade ( $IP$ ) e a percentagem de material inferior a  $2\ \mu\text{m}$ , segundo Skempton (1953 *in* Matos Fernandes, 2006).

$$A_t = \frac{IP}{\% < 2\mu\text{m}} \quad (2.2)$$

Entenda-se por índice de plasticidade a gama de teores em água resultante da diferença entre o limite de liquidez e o de plasticidade. Tal definição será alvo de melhor desenvolvimento no ponto seguinte.



**Figura 2.1 – Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade (*adaptado de Skempton, 1953 in Matos Fernandes, 2006*).**

Através da comparação dos valores de actividade de uma argila com os valores conhecidos da actividade dos principais minerais argilosos (Figura 2.1) consegue-se conhecer, por via indirecta, a composição mineralógica da argila em causa.

Com base neste parâmetro, será possível obter uma aproximação inicial da composição argilosa dos terrenos sem ter de recorrer aos métodos mais avançados de identificação (por exemplo, difracção de Raios-X e de electrões), possibilitando também classificar as argilas quanto à sua actividade, segundo a Tabela 2.1. Associado à composição mineralógica estão os limites de consistência que dependem quase exclusivamente da quantidade e tipo de minerais argilosos presentes no solo.

**Tabela 2.1 – Classificação dos minerais argilosos quanto à actividade (*adaptado de Skempton, 1953 in Almeida, 1991*).**

<b>Argilas</b>	<b>(<math>A_t</math>)</b>
Inactivas	<0,50
Pouco activas	0,50 a 0,75
Normais	0,75 a 1,25
Activas	1,25 a 2
Muito activas	>2

### 2.3.7. Limites de consistência

A consistência de um solo argiloso corresponde às condições físicas deste para um determinado teor em água e traduz a forma como o mesmo se opõe à sua deformação. Está relacionada com as forças de atracção entre as partículas individuais ou agregadas.

A variação do teor em água pode conduzir a diferentes estados de comportamento:

- Estado sólido: o solo não é moldável, dado o baixo teor em água;
- Estado semi-sólido ou de comportamento friável: o solo desfaz-se em fragmentos quando se tenta moldá-lo;
- Estado plástico ou de comportamento moldável: é possível moldar o solo, sem variação de volume;
- Estado líquido ou de comportamento fluído: o solo toma a forma do recipiente em que for introduzido.

A consistência varia para solos diferentes, independentemente do teor em água e a especificação destas condições dá informações sobre o tipo de solo. As especificações para separar os estados de consistência são denominadas limites de consistência, que correspondem aos teores em água para os quais a consistência do solo muda de um estado para o outro:

**Limite de Liquidez ( $L_L$ )** – Corresponde ao teor em água acima do qual o solo se comporta como um líquido viscoso. Marca, portanto, a transição do estado líquido para o estado plástico.

**Limite de plasticidade ( $L_p$ )** – Teor em água abaixo do qual o solo já não se comporta como um material plástico. Marca a transição do estado plástico para o estado semi-sólido.

**Limite de retracção ( $L_R$ )** – teor em água correspondente à separação entre aquele último e o estado sólido.

Entre os limites de liquidez e de plasticidade, o solo apresenta um comportamento plástico que corresponde o Índice de Plasticidade ( $IP$ ), sendo

$$IP = L_L - L_P \quad (2.3)$$

Quanto maior for o  $IP$ , maiores serão os problemas associados à utilização do solo como material de engenharia.

A determinação destes limites só é aplicável a solos com cerca de 30% ou mais, em peso, de partículas de dimensões inferiores a 0,05mm. Ficam, por isso, excluídos os solos predominantemente arenosos, para os quais o ensaio, mesmo quando possível, perde o seu significado.

Para a execução dos ensaios, empregam-se pastas constituídas unicamente com a fracção que passa no peneiro nº 40 (0,42mm) da série ASTM.

## 2.4 Comportamento geotécnico dos solos argilosos

Na implantação de uma obra, existem parâmetros importantes, tais como resistência, permeabilidade e deformabilidade que são, geralmente, dependentes do índice de vazios do solo, e, definido por:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.4)$$

em que  $V_v$  corresponde ao volume de vazios do solo e  $V_s$  ao volume das partículas sólidas.

Os vazios de um solo poderão estar preenchidos por água ou por ar e a sua redução leva a uma melhoria das características de resistência e deformabilidade e à diminuição da permeabilidade.

A redução do índice de vazios poderá ser feita de duas formas: compactação e consolidação.

### 2.4.1. Compactação

A compactação é o processo através do qual se aplica uma energia mecânica ao solo de modo a conseguir o rearranjo das partículas que o constituem, diminuindo o índice de vazios através, principalmente, da expulsão de ar. Este processo é aplicado em diferentes trabalhos e permite o melhoramento de determinadas propriedades do terreno, tais como:

- Redução da permeabilidade;
- Aumentos da resistência mecânica do solo.

Segundo Correia (1980), um solo compactado fica pois mais denso sendo, por isso, menos susceptível de sofrer assentamentos.

A expulsão de ar é feita sem uma variação significativa da quantidade de água no solo.

A compactação é avaliada através da relação entre o teor em água de um solo,  $w$ , e o peso volúmico aparente seco do mesmo solo,  $\gamma_d$ , visando obter o melhor arranjo entre partículas. Esta relação é ilustrada por um gráfico (curva de compactação – figura 2.2) onde se relaciona o peso volúmico aparente seco com o respectivo teor em água.

A partir da curva de compactação, é possível extrair o valor máximo do peso volúmico aparente seco a que corresponde um valor óptimo do teor em água,  $w_{opt}$ , sendo que estes valores representam a condição ideal a alcançar em obra (González de Vallejo, 2004),

Os valores de teor em água menores que o valor óptimo definem o ramo da curva de compactação designado por “lado seco”, enquanto que os valores de teor em água maiores que o óptimo definem o “lado húmido”.

De acordo com Guedes de Melo (1981), no caso do teor em água se situar do lado seco, o comportamento do solo exibirá resistência ao corte elevada, aumentado com a energia de compactação. As variações da pressão da água nos vazios do solo, quando sujeito a carregamentos, serão praticamente nulas. Poderão ocorrer fissuras e expansão/colapso do solo, quando sujeito a aumento do teor em água. Já no caso do teor em água se situar do lado húmido da curva, o solo terá menor resistência e será pouco sensível à variação da energia. Poderá, contudo, ocorrer, elevada pressão da água nos vazios e, praticamente, não existirá expansão/colapso do solo. Este passará a exibir comportamento plástico.

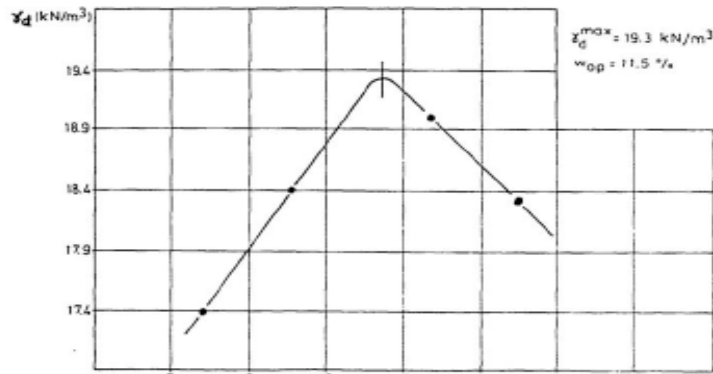


Figura 2.2 - Curva de compactação (Matos Fernandes, 1994).

O ensaio Proctor tem como objectivo determinar a compactação em termos da relação entre o teor em água e o máximo peso volúmico aparente seco de um solo.

A energia de compactação é um parâmetro importante no ensaio Proctor: o aumento da energia de compactação leva à diminuição do teor em água ótimo e ao aumento do peso volúmico aparente seco máximo.

A energia de compactação pode ser determinada de acordo com a seguinte expressão:

$$E = \frac{P \times h \times n \times N}{V} (\text{Ncm}^{-2}) \quad (2.5)$$

onde:

$P$  é o peso do pilão (N);

$h$  a altura de queda (cm);

$n$  o número de camadas;

$N$  o número de pancadas por camada;

$V$  o volume do molde ( $\text{cm}^3$ ).

A cada energia de compactação corresponde uma curva de compactação diferente. Para valores elevados do teor em água, as curvas aproximam-se sem nunca se tocarem e tendem para uma curva designada por curva de saturação assinalada na Figura 2.3:

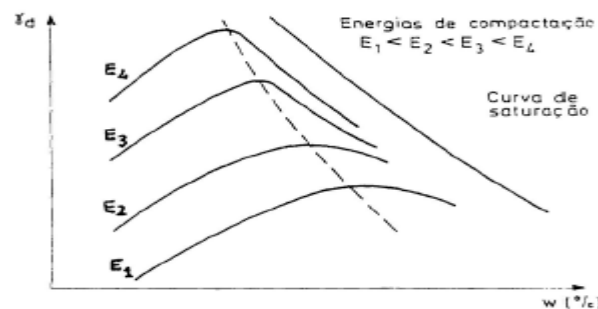


Figura 2.3 - Energia de compactação e curva de saturação (Matos Fernandes, 1994).

#### **2.4.2. Consolidação**

A consolidação consiste, muito resumidamente, na redução do índice de vazios de um solo, por expulsão de água ou seja, aumento da tensão efectiva devido à dissipação das pressões intersticiais, com a ocorrência de assentamentos.

Este assunto será analisado, com maior pormenor, no capítulo 3.

### 3. TEORIA DA CONSOLIDAÇÃO

#### 3.1 Efeito da água no solo

A presença de água no solo tem um efeito muito significativo no seu comportamento, podendo contribuir decisivamente para problemas de rotura do solo de fundação (Maranha das Neves, 2006).

A pressão da água em situação estática corresponde à distribuição triangular que se apresenta na figura 3.1 (a), atingindo, à profundidade  $h$ , o valor:

$$u = \gamma_w h \quad (3.1)$$

Esta distribuição existe igualmente nos vazios do solo saturado abaixo do nível freático, como se verifica na figura 3.1 (b) e (c). Os vazios, que se encontram preenchidos com água, são também designados por interstícios. O parâmetro  $u$  denomina-se pressão intersticial.

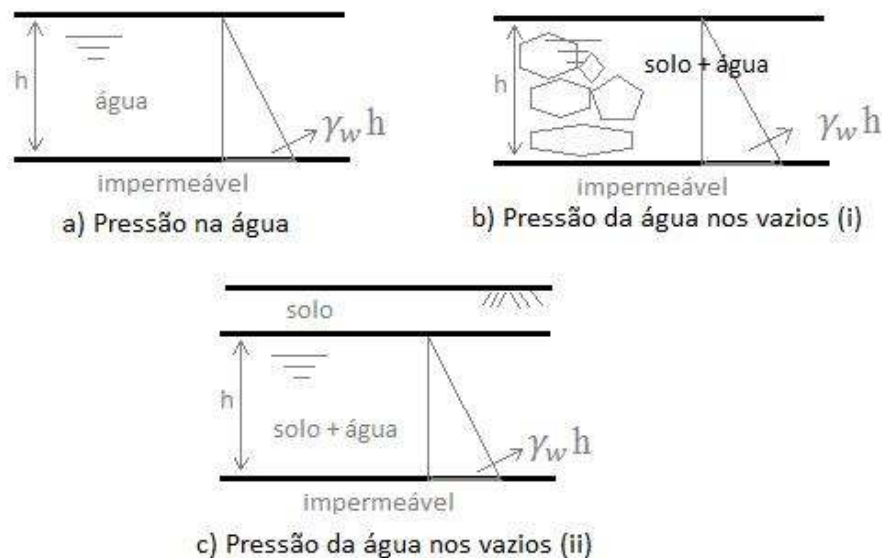


Figura 3.1 - Distribuição hidrostática das pressões da água num solo saturado (adaptado de Guerra, 2008).

Na Figura 3.2, considerando um ponto P à profundidade  $h$ , verifica-se que a tensão total nele é:

$$\sigma = \gamma_{sat} h \quad (3.2)$$

sendo  $\gamma_{sat}$  o peso volúmico saturado do solo.

A “tensão efectiva” vertical,  $\sigma'$ , corresponde à diferença entre a tensão total e a pressão intersticial da água:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (3.3)$$

A tensão efectiva é a parcela da tensão total instalada na estrutura formada pelas partículas sólidas. É de grande importância, uma vez que do seu valor depende o comportamento dos materiais terrosos (Matos Fernandes, 2006).

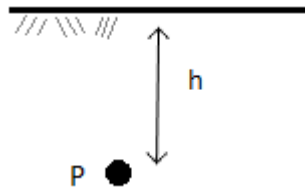


Figura 3.2 - Tensão total *in situ*.

### 3.2 Assentamentos

No dimensionamento de fundações há que verificar estados limite de utilização, onde se engloba a previsão dos assentamentos, os quais deverão manter-se em níveis aceitáveis para que a estrutura se mantenha utilizável.

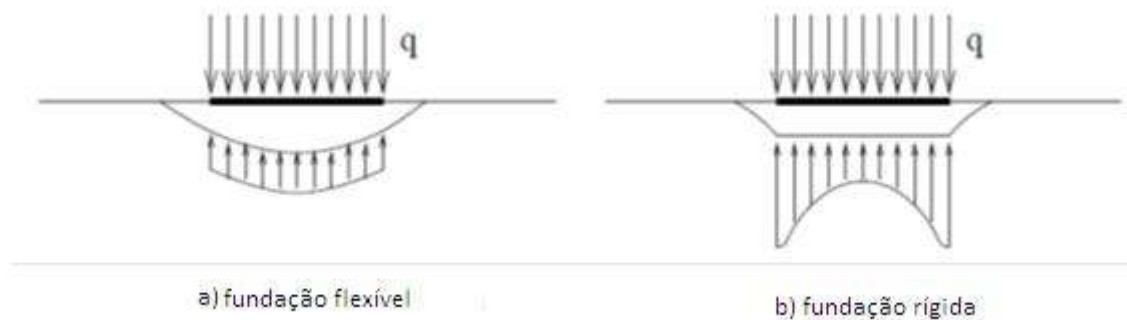
Certos solos argilosos, em particular os que no seu estado natural ocorrem com teor em água e índice de vazios elevados, apresentam compressibilidade muito acentuada. Estando os solos saturados, a redução de volume que experimentam quando carregados só pode ocorrer à medida que a água é expulsa do solo. Essa expulsão é tipicamente demorada devido ao facto de serem solos muito pouco permeáveis, pelo que as deformações volumétricas, que implicam assentamentos da superfície do terreno, podem estender-se por períodos de tempo muito dilatados.

Esta propensão de certos maciços argilosos de exibirem deformações volumétricas muito elevadas que demoram longo tempo a processar-se, tem acarretado grandes dificuldades às construções. Os locais onde tais tipos de solo ocorrem, correspondem a zonas geológicas relativamente recentes e são precisamente onde tendem a concentrar-se as áreas urbanas e industriais mais desenvolvidas.

Os assentamentos são diferentes consoante o tipo de elemento de fundação (flexível ou rígido), conforme ilustra a Figura 3.3. Nos solos argilosos, para o caso de elemento flexível, os assentamentos maiores ocorrem no centro da área carregada ao passo que, para os casos de



elementos rígidos, os assentamentos são uniformes, com maior concentração de tensões nas zonas extremas.



**Figura 3.3 – Assentamentos e tensões de contacto em áreas circulares uniformemente carregadas em meio homogêneo, elástico e isótropo (adaptado de Simons e Menzies, 1977 in Coelho 1996).**

**Tabela 3.1 - Assentamentos em argilas.**

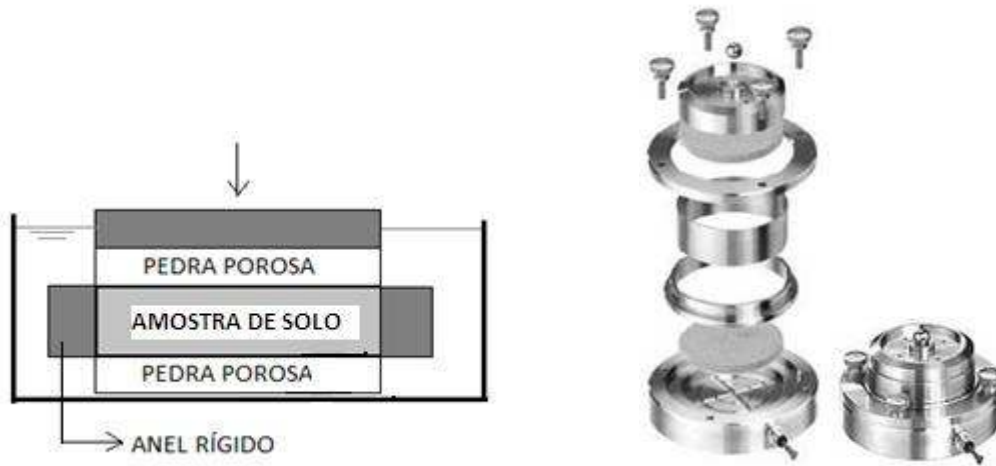
Solo	Tipos de assentamento
Argila	por consolidação primária ou hidrodinâmicos
	por consolidação secundária ou seculares

De acordo com a Tabela 3.1, existem três tipos de assentamentos:

- Os assentamentos por consolidação primária ou hidrodinâmicos, resultam, segundo Das (2007) da variação de volume dos solos coesivos saturados devido à expulsão da água que ocupa os vazios.
- Por fim, os assentamentos por consolidação secundária ocorrem sob tensão efectiva constante.

### 3.2.1. Determinação dos assentamentos

A determinação dos referidos assentamentos é feita, habitualmente, através da realização de um ensaio de consolidação unidimensional, em laboratório, designado por ensaio edométrico. Este ensaio consiste na utilização do edómetro, dispositivo apresentado na Figura 3.4, em que um provete cilíndrico de solo é instalado no interior de um anel rígido com pedras porosas no topo e na base, sendo este conjunto colocado num recipiente com água e procedendo-se ao carregamento da forma indicada na referida figura.



**Figura 3.4 – Representação esquemática da célula de um edómetro.**

O carregamento é efectuado por patamares, durando cada um cerca de 24h. É registado o assentamento ao fim de cada período, considerando-se que ocorreram já os assentamentos totais por consolidação primária (ou hidrodinâmicos), devido às pequenas dimensões do provete de solo ensaiado (2 cm de espessura e 7 cm de diâmetro). Caso se pretenda conhecer igualmente a evolução dos assentamentos ao longo do tempo, fazem-se também leituras durante o período de 24h em que a carga se mantém constante.

O equipamento utilizado para a realização de ensaios edométricos encontra-se indicado na Figura 3.5.



**Figura 3.5 – Dispositivo utilizado na realização do ensaio edométrico.**

O ensaio edométrico permite, assim, o conhecimento de parâmetros de compressibilidade que possibilitam o cálculo dos assentamentos do solo, independentemente do tempo necessário para que estes ocorram. Se se fizerem leituras periódicas dos assentamentos para dado patamar de carga, podem igualmente obter-se parâmetros de consolidação.

### 3.2.2. Analogia de Terzaghi

Para explicar as deformações diferidas no tempo dos solos argilosos carregados em condições confinadas, Terzaghi (1943) propôs o modelo analógico representado na Figura 3.6, onde o solo é representado por uma mola cuja deformação é proporcional à carga sobre ela aplicada. O solo saturado pode ser imaginado como uma mola dentro de um cilindro cheio de água. O cilindro tem um pequeno furo no seu êmbolo, por onde a água pode sair lentamente, representando assim a baixa permeabilidade do solo.

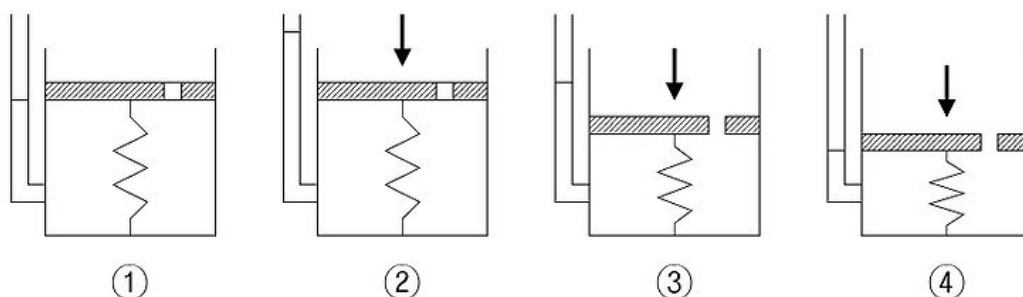


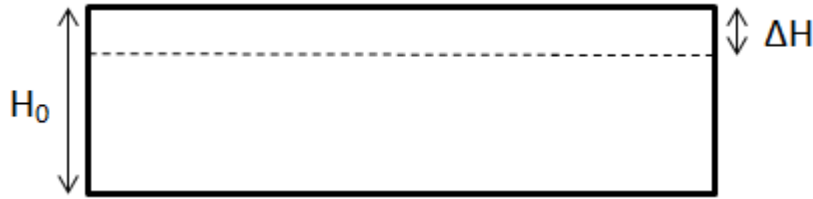
Figura 3.6 – Analogia de Terzaghi.

Interpretando a Figura 3.6, tem-se a mola, dentro do cilindro cheio de água, ou seja, o solo saturado. Em seguida, é aplicado um carregamento sobre o pistão. Neste momento é a água, considerada incompressível, que suporta toda a carga. À medida que a água é expulsa pelo orifício, uma parte do carregamento passa a ser suportada pela mola, que vai encolhendo e aumentando a sua resistência. Dá-se o início da consolidação.

Após a total dissipação da pressão da água, o sistema volta ao equilíbrio e a mola, que representa a estrutura sólida do solo, suporta a carga sozinha. Termina a consolidação.

### 3.2.3. Parâmetros de compressibilidade

Devido ao carregamento imposto, um provete com altura inicial  $H_0$  sofre um assentamento  $\Delta H$ , tal como representado na Figura 3.7. Não há qualquer expansão lateral, dado que o solo está confinado pelo anel rígido.



**Figura 3.7 – Assentamento total de um provete de solo após consolidação.**

Tem-se, assim, que a extensão volumétrica,  $\varepsilon_v$ , é:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta H S}{H_0 S} = \frac{\Delta H}{H_0} = \varepsilon_z \quad (3.4)$$

sendo  $\Delta V$  a variação de volume,  $V_0$  o volume inicial do provete,  $S$  a área do provete e  $\varepsilon_z$  a extensão axial. A variação do volume total deve-se à variação do volume de vazios do solo, dado que o volume sólido não se altera para o nível de tensões aplicado. Por este motivo, a extensão volumétrica pode escrever-se:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta V_v}{V_s + V_v} = \frac{\Delta e V_s}{V_s(1 + e_0)} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (3.5)$$

em que  $\Delta e$  é a variação do índice de vazios e  $e_0$  é o índice de vazios inicial.

Das equações (3.4) e (3.5) conclui-se:

$$\Delta H = H_0 \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (3.6)$$

Tem-se assim que, medindo-se no ensaio edométrico os valores dos assentamentos  $\Delta H$ , pode, a partir da equação (3.6), determinar-se as variações de índice de vazios. De forma inversa, para a aplicação destes conceitos a casos de obra, pode, conhecendo-se as variações de índice de vazios, determinar-se os assentamentos utilizando a mesma equação.

Um ensaio edométrico conduz, assim, a curvas que representam a variação do índice de vazios com a variação da tensão efectiva, como é exemplificado na Figura 3.8. Define-se coeficiente de compressibilidade,  $a_v$ , como:

$$a_v = - \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \quad (3.7)$$

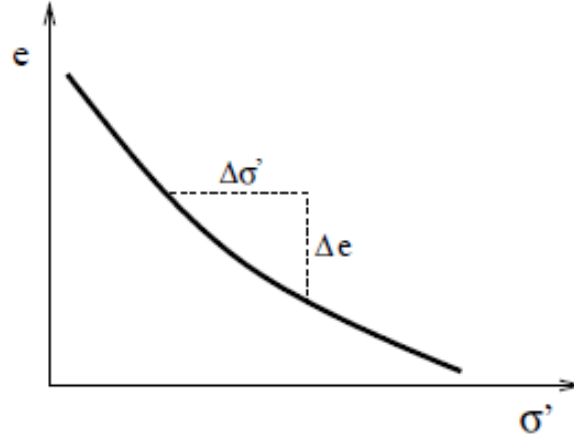


Figura 3.8 - Curva índice de vazios – tensão efectiva (Guerra, 2008).

O coeficiente de compressibilidade volumétrica,  $m_v$ , é definido a partir da relação:

$$m_v = -\frac{\Delta n}{\Delta \sigma'} \quad (3.8)$$

em que  $\Delta n$  é a variação da porosidade. Dado que  $n = V_v/V$  e  $V = V_s(1+e)$ , tem-se que:

$$m_v = -\frac{\Delta V_v}{V \Delta \sigma'} = -\frac{\Delta e V_s}{V_s(1+e_0) \Delta \sigma'} = -\frac{1}{1+e_0} \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} = \frac{1}{1+e_0} a_v \quad (3.9)$$

Atendendo às equações (3.6) e (3.9):

$$\Delta H = H_0 \frac{\Delta e}{1+e_0} = H_0 \Delta e \frac{\Delta \sigma'}{\Delta e} m_v = H_0 \Delta \sigma' m_v \quad (3.10)$$

Os parâmetros  $a_v$  e  $m_v$  apresentam como importante desvantagem o facto de dependerem do estado de tensão, ou seja, de não haver um valor único destes parâmetros para a caracterização do comportamento do solo. A consideração da escala logarítmica para as tensões efectivas permite linearizar a curva, obtendo-se resultados como os apresentados na Figura 3.9 (esquerda).

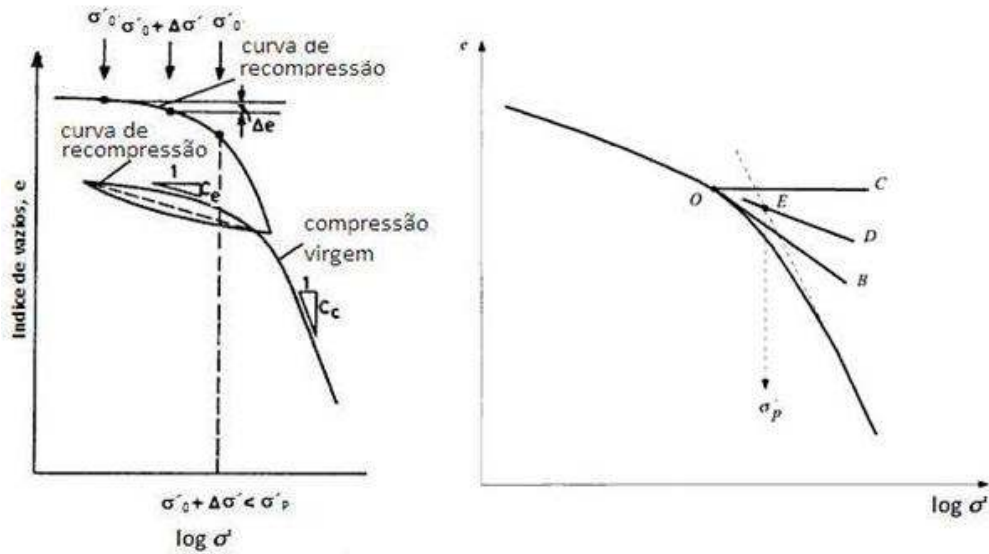


Figura 3.9 – Curva de consolidação obtida em laboratório (Ranjan, G. & Rao, A.S.R., 1991), à esquerda e construção de Casagrande (Matos Fernandes, 1994), à direita.

A história das tensões a que um solo esteve sujeito pode ser estudada a partir das curvas apresentadas na figura 3.9 (esquerda) e o seu conhecimento é importante para a avaliação dos assentamentos (Mineiro, 1978).

A máxima tensão efectiva a que um determinado solo tenha sido consolidado chama-se tensão de pré-consolidação e representa-se por  $\sigma'_p$ . A determinação desta tensão pode fazer-se através da construção proposta por Casagrande, ilustrada na Figura 3.9 (direita), que consiste nas seguintes operações:

1. Identificação do ponto de menor raio de curvatura (O) e traçado de uma horizontal passando por esse ponto (C);
2. Traçado da tangente à curva no mesmo ponto (B);
3. Traçado da bissetriz do ângulo formado pelas rectas C e B (D);
4. Prolongamento do troço recto da curva  $e-\log \sigma'$  até intersectar D; o ponto de intersecção define a tensão de pré-consolidação (E).

Dado que a curva de consolidação laboratorial não reproduz a curva de consolidação real (*in situ*) a tensão de pré-consolidação assim avaliada não é a correcta mas sim a mais provável (Mineiro *op. cit.*)

O conhecimento da tensão de pré-consolidação ( $\sigma'_p$ ) e da tensão inicial ( $\sigma'_0$ ) permite classificar os solos em:

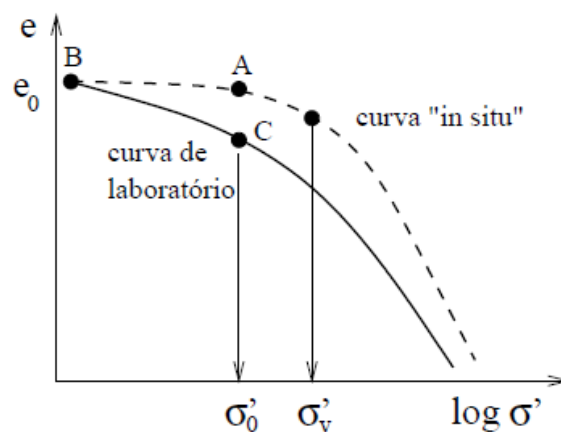
- solos sobreconsolidados (OC), se  $\sigma'_p > \sigma'_0$ ;
- solos normalmente consolidados (NC), se  $\sigma'_p = \sigma'_0$ ;
- solos subconsolidados,  $\sigma'_p < \sigma'_0$ .

Define-se ainda grau de sobreconsolidação ( $OCR$ ) através da relação:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \quad (3.11)$$

Um solo com  $OCR$  superior a 1 é, portanto, um solo sobreconsolidado.

O processo de amostragem indeformada mantém o teor em água e o índice de vazios do solo mas implica uma diminuição da tensão efectiva, o que equivale à trajectória de A para B, indicada na Figura 3.10, praticamente horizontal. Quando a amostra é instalada no edómetro e lhe são re-aplicadas as tensões libertadas pela amostragem, verifica-se a evolução de B para C. Os estados de tensão entre B e C correspondem a estados sobreconsolidados, em que a amostra é recarregada e, portanto, as suas deformações, apesar de pequenas, implicam que o índice de vazios na situação C é menor do que na situação A. A continuação da aplicação de tensões faz com que as duas curvas, de laboratório e *in situ*, se vão sucessivamente aproximando.



**Figura 3.10 - Evolução do estado de tensão quando da amostragem e na realização de ensaio edométrico (Matos Fernandes, 1994).**

Segundo Schmertmann, as duas curvas confluem para um índice de vazios de cerca de  $0,42e_0$ .

Em consequência, aquele autor propõe a metodologia indicada na figura 3.11 para obtenção das curvas *in situ* a partir das curvas de laboratório.

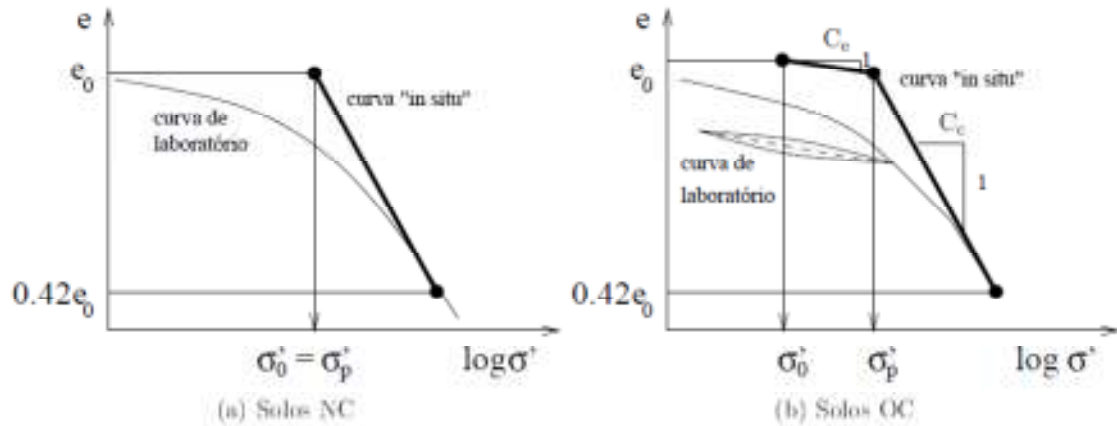


Figura 3.11 - Construção de Schmertmann para a obtenção da curva *in situ* (Matos Fernandes, 1994).

Estas curvas permitem definir dois parâmetros –  $C_c$  (índice de compressibilidade) e  $C_e$  (índice de expansibilidade ou de recompressibilidade) – que se traduzem pela inclinação das rectas correspondentes às curvas *in situ* no gráfico  $e$ - $\log \sigma'$ , ou seja,  $-\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'}$ . O parâmetro  $C_c$  traduz o declive do troço mais inclinado, correspondente à compressão virgem, e  $C_e$  é o declive do troço menos inclinado, correspondente à expansão ou recompressão. No caso de solos normalmente consolidados não existe, na curva *in situ*, ramo de recarga/descarga, formando-se no entanto um ramo se se proceder a uma descarga.

Considere-se, então, um solo NC cujo estado de tensão pelo ponto A, tal como indicado na Figura 3.12. O carregamento  $\Delta \sigma_1$  produz a variação de índice de vazios  $\Delta e_1$ , pelo ramo correspondente à compressão virgem, dado que o solo é normalmente consolidado. O estado de tensão final é, portanto, o representado por B. Se, posteriormente, se realizar uma descarga parcial, o estado evolui de B para C, pelo ramo de descarga. Se se voltar a carregar o solo, o estado evoluirá de C novamente para B e, se o incremento de carga for superior ao correspondente à descarga, para D.

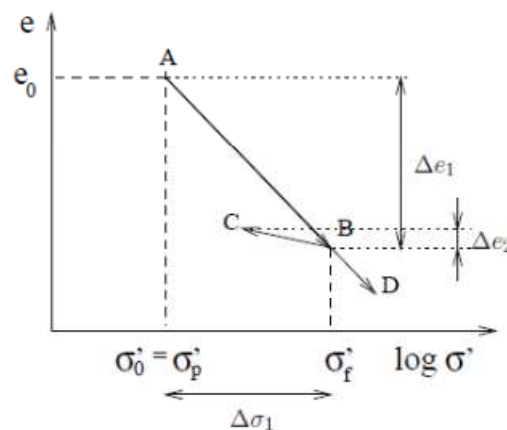


Figura 3.12 - Exemplo de carga e descarga de um solo NC (Matos Fernandes, 1994).



Faz-se notar que, através do conhecimento das variações do índice de vazios, se pode calcular os assentamentos a partir da equação (3.6).

Em resumo, face a um incremento de tensão efectiva,  $\Delta\sigma'$ , os assentamentos podem ser calculados:

- a partir da equação (3.6) se se conhecer  $\Delta e$ , obtida:
  - . através do parâmetro  $a_v$  (coeficiente compressibilidade);
  - . através dos parâmetros  $C_c$  (índice de compressibilidade) e/ou  $C_e$  (índice de expansibilidade ou recompressibilidade);
- a partir da equação (3.10), se se conhecer o parâmetro  $m_v$  (coeficiente compressibilidade volumétrica).

Os parâmetros  $a_v$ ,  $m_v$ ,  $C_c$  e  $C_e$  são os parâmetros de compressibilidade.

Para se calcular o índice de compressibilidade de solos normalmente consolidados, Terzaghi e Peck (1967) propuseram uma relação entre o referido parâmetro e o limite de liquidez, que pode ser utilizada para uma primeira avaliação do assentamento:

$$C_c = 0,009 (w_L - 10) \quad (3.12)$$

### 3.3 Consolidação

#### 3.3.1. Equação da consolidação de Terzaghi

O processo de dissipação das pressões intersticiais e o incremento de tensões efectivas apresentado na Figura 3.6 designa-se, como se viu, por consolidação. O processo é descrito através da Teoria da Consolidação de Terzaghi, que se baseia nas seguintes hipóteses:

- o solo é homogéneo;
- o solo está saturado;
- a compressibilidade da água e das partículas é desprezável, pelo que a compressibilidade do solo é apenas devida à expulsão da água dos espaços intersticiais;
- as deformações e o fluxo são unidireccionais;
- é válida a lei de Darcy;
- os coeficientes de permeabilidade e de compressibilidade são constantes para um pequeno intervalo de tensões e de deformações.

Considere-se a situação apresentada na figura 3.13, na qual um solo argiloso limitado superior e inferiormente por um meio permeável é sujeito a um incremento de carga  $\Delta\sigma$ . Devido a esse incremento de carga gera-se um acréscimo de pressão intersticial (designado por excesso de pressão intersticial) que, como se viu, toma inicialmente o valor do acréscimo de carga total e, ao fim de certo um período de tempo, apresenta-se num ponto genérico A, igual a  $u_e$ . Para esta situação, a pressão intersticial no ponto A é, assim, a soma da pressão  $u_i$  correspondente à pressão inicial, antes de aplicado o carregamento, com o excesso de pressão intersticial,  $u_e$ .

Observe-se o que ocorre, durante a consolidação, no elemento infinitesimal correspondente ao ponto A, também representado na figura 3.13.

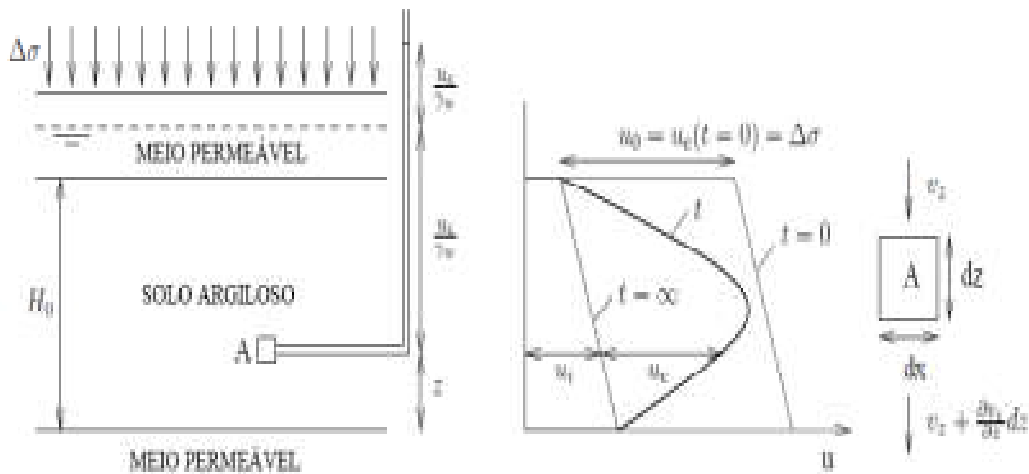


Figura 3.13 - Consolidação unidimensional (Matos Fernandes, 1994).

O caudal entrado no elemento é:

$$Q_{\text{entrado}} = v_z dx \quad (3.13)$$

se se considerar unitária a dimensão do elemento em análise na direcção perpendicular à do plano considerado. Por outro lado, o caudal saído é:

$$Q_{\text{saído}} = \left( v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) dx \quad (3.14)$$

A diferença entre o caudal saído e o caudal entrado corresponde à taxa de variação do volume do elemento de solo, ou seja

$$Q_{saído} - Q_{entrado} = \frac{\partial v}{\partial t} \quad (3.15)$$

o que conduz a:

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} dz dx = \frac{\partial V}{\partial t} \quad (3.16)$$

Dado que  $v = ki = k \frac{\partial h}{\partial z}$  e que a variação de volume é igual à variação do volume de vazios, a equação (3.15) fica:

$$k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dz dx = \frac{\partial V_v}{\partial t} \quad (3.17)$$

A carga hidráulica,  $h$ , é dada por:

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w} = z + \frac{u_i}{\gamma_w} + \frac{u_e}{\gamma_w} \quad (3.18)$$

em que  $u_i$  é a pressão intersticial inicial, antes da aplicação do carregamento, correspondente à situação de equilíbrio e  $u_e$  é o excesso de pressão intersticial, gerado pelo carregamento e que, ao longo da consolidação, se vai dissipando. Dado que  $u_i$  e  $z$  são constantes, tem-se que:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \quad (3.19)$$

Por outro lado, dado que  $e = V_v/V_s$  e  $V = V_s (1 + e)$ , tem-se que:

$$\frac{\partial V_v}{\partial t} = V_s \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{V}{1 + e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.20)$$

Atendendo às equações (3.19) e (3.20), a equação (3.17) pode escrever-se:

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{1}{1 + e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.21)$$

Dada a definição de coeficiente de compressibilidade e dado que o decréscimo da pressão intersticial é acompanhado pelo correspondente incremento da tensão, tem-se que:

$$a_v = - \frac{\partial e}{\partial(\Delta\sigma)} = \frac{\partial e}{\partial u_e} \quad (3.22)$$

o que tem como consequência que a equação (3.21) pode ser escrita:

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{a_v}{1+e} \frac{\partial u_e}{\partial t} = m_v \frac{\partial u_e}{\partial t} \quad (3.23)$$

ou seja,

$$\frac{\partial u_e}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w m_v} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \quad (3.24)$$

Definindo coeficiente de consolidação,  $c_v$  como:

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} \quad (3.25)$$

a equação (3.24) fica:

$$\frac{\partial u_e}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \quad (3.26)$$

É habitual e conveniente proceder-se à mudança de variáveis:

$$Z = \frac{z}{H} ; T_v = \frac{c_v t}{H^2} \quad (3.27)$$

em que  $Z$  é a profundidade adimensionalizada,  $H$  é a maior distância que uma partícula de água terá de percorrer ( $H_0/2$ , no caso da situação representada na figura 3.13) e  $T_v$  é o factor tempo. Usando esta mudança de variáveis, a equação (3.26) fica:

$$\frac{\partial u_e}{\partial T_v} = \frac{\partial^2 u_e}{\partial Z^2} \quad (3.28)$$

A integração desta equação implica o conhecimento de condições de fronteira, que, para a situação exposta na figura 3.13 e admitindo uma distribuição de excesso de pressão intersticial inicial constante em profundidade e igual a  $u_0 = u_e(0)$ , são:

$$t = 0 : u_e(t) = u_e(0) = \Delta\sigma \quad (0 \leq Z \leq 2) \quad (3.29)$$

$$t \neq 0 : u_e(t) = 0 \quad (Z = 0 \text{ e } Z = 2) \quad (3.30)$$

A solução da equação para este caso é:

$$\frac{u_e}{u_e(0)} = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} (\sin(MZ)) e^{-M^2 T_v} \quad (3.31)$$

em que:

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1) \quad (3.32)$$

Define-se grau de consolidação,  $U_z$ , como:

$$U_z = 1 - \frac{u_e}{u_e(0)} \quad (3.33)$$

Um grau de consolidação unitário implica que o excesso de pressão intersticial já se dissipou totalmente, e um grau de consolidação nulo significa que a consolidação ainda não começou.

A solução representada pela equação (3.31) está representada na Figura 3.14.

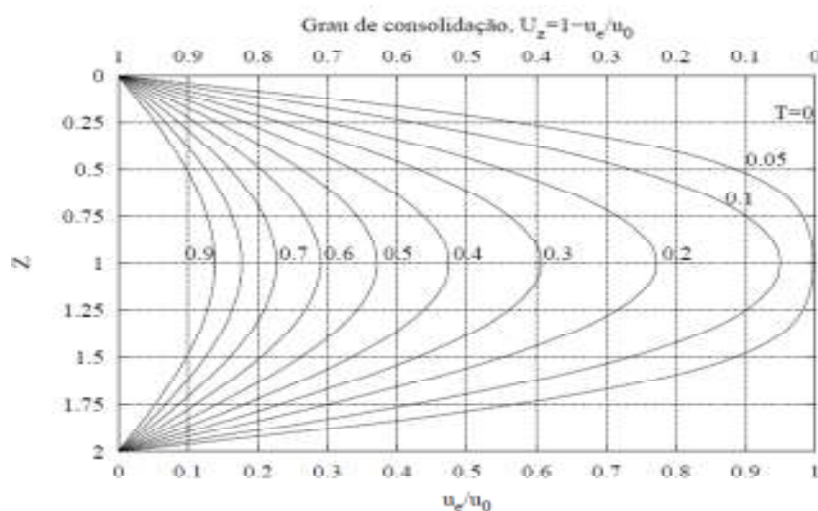


Figura 3.14 - Grau de consolidação  $U_z$  em função de  $T_v$  e  $Z$  (Matos Fernandes, 1994).

Para muitas situações é especialmente útil obter-se o grau de consolidação médio calculado ao longo da espessura da camada, dado por:

$$U = \bar{U}_z = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \quad (3.34)$$

e cujos valores se apresentam na

Figura 3.15.

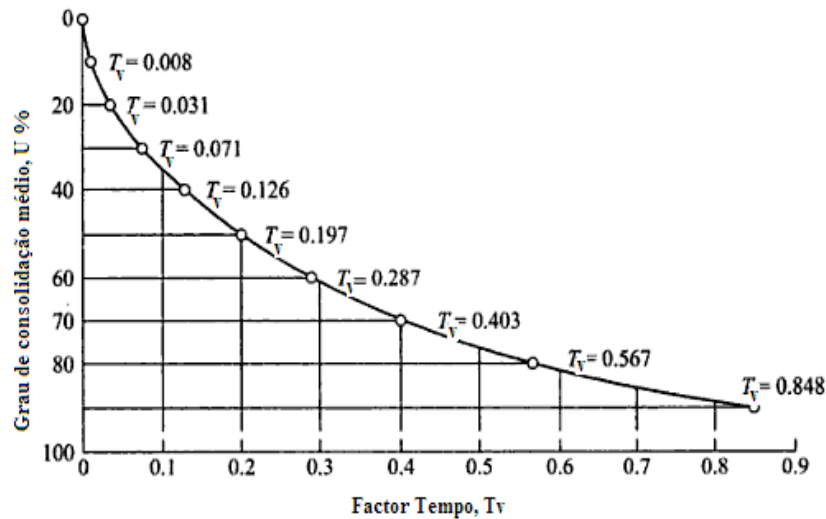


Figura 3.15 - Grau de consolidação médio,  $U$  em função do tempo,  $T_v$  (adaptado de Gulhati e Datta, 2008).

Para o caso de apenas uma fronteira ser drenante, a solução é ainda dada pelas equações (3.31) e (3.34), sendo, no entanto,  $H = H_0$ . Conforme foi referido,  $H$  é a maior distância que uma partícula de água terá de percorrer. Na Figura 3.16 encontram-se representadas as possíveis situações de percolação através de estratos de diferentes permeabilidades.

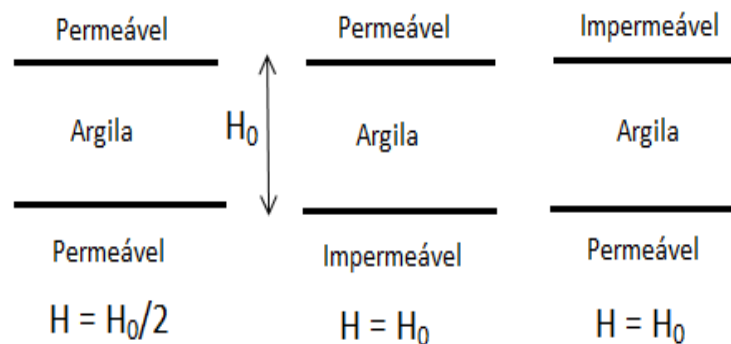


Figura 3.16 - Determinação de  $H$ .

### 3.3.2. Cálculo do assentamento ao longo do tempo

Conforme se viu anteriormente, admitiram-se constantes os parâmetros  $a_v$  e  $m_v$  na dedução da equação da consolidação, o que implica que se considerou linear a variação entre o índice de vazios e a tensão efectiva. Dado que o assentamento é proporcional à variação do índice de vazios, ter-se-á que:

$$\Delta H(t) = U\Delta H \quad (3.35)$$

Note-se que a equação (3.35) envolve algum erro dado que os parâmetros  $a_v$  e  $m_v$  não são efectivamente constantes o que se traduz pela ocorrência, na prática, de assentamentos um pouco maiores do que os dados pela referida equação.

### 3.3.3. Consolidação secundária

Após a total dissipação do excesso de pressão intersticial, verifica-se que os assentamentos continuam a ocorrer, apesar de a uma taxa mais reduzida. Este fenómeno dá-se a tensão efectiva constante e é resultado da fluência do esqueleto sólido e das camadas de água adsorvida que se reajustam ao longo de um elevado período de tempo.

A variação do índice de vazios pode determinar-se pela equação:

$$\Delta e = -c_\alpha \log \frac{t_2}{t_1} \quad (3.36)$$

em que  $c_\alpha$  é o coeficiente de consolidação secundária,  $t_2$  é o tempo correspondente ao assentamento que se pretende conhecer e  $t_1$  é o tempo correspondente ao fim da consolidação primária.

**Tabela 3.2 - Consolidação Secundária: classificação (Matos Fernandes, 1994).**

$\frac{c_\alpha}{1 + e_0}$	Classificação
<0,002	Muito baixa
0,004	Baixa
0,008	Média
0,016	Alta
0,032	Muito alta
0,064	Extremamente alta

### 3.3.4. Determinação do coeficiente de consolidação

Conforme anteriormente referido, o ensaio de consolidação, para além de permitir determinar os parâmetros de compressibilidade –  $a_v$ ,  $m_v$ ,  $C_e$  e  $C_c$  – permite igualmente, se forem feitos os registos dos assentamentos ao longo do tempo para cada patamar de carga, determinar o coeficiente de consolidação,  $c_v$ . A partir dos assentamentos ao longo do tempo, podem utilizar-se diversos métodos, apresentando-se em seguida os dois mais usuais: o método de Casagrande (ou do logaritmo do tempo) e o método de Taylor (ou da raiz quadrada do tempo).

#### Método de Casagrande

O método de Casagrande considera o traçado gráfico dos registos dos assentamentos em função do tempo, utilizando uma escala logarítmica para o tempo (Figura 3.17). A parte inicial da curva teórica aproxima-se razoavelmente de uma parábola. Escolhidos dois pontos da curva, A e B, tal que  $t_B = 4t_A$ , mede-se a distância,  $d$ , que permite determinar o ponto correspondente ao grau de consolidação nulo (início da consolidação primária).

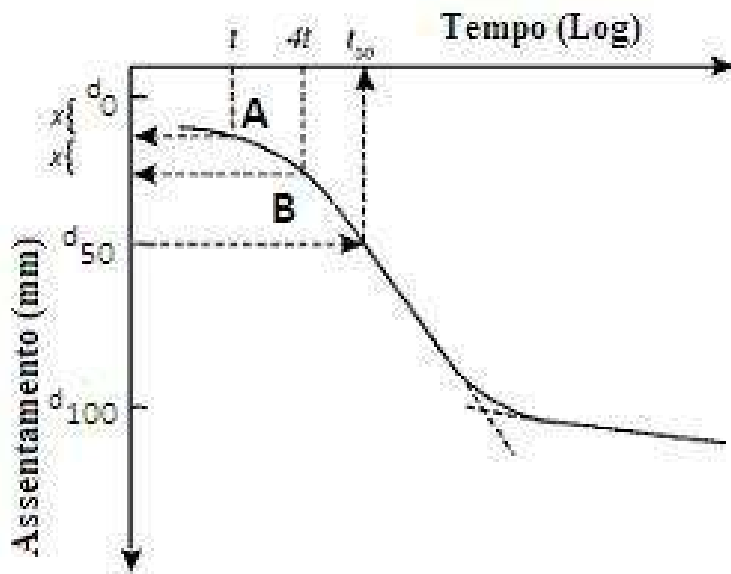


Figura 3.17 - Determinação do coeficiente de consolidação através do método de Casagrande (adaptado de Sivakugan e Das, 2010).

O assentamento inicial é devido à compressão e expulsão de pequenas partículas de ar no interior da amostra, não estando por isso relacionado com o assentamento imediato, mencionado no ponto 3.2.



Depois do troço inicial, parabólico, verifica-se que a curva evolui para duas zonas, aproximadamente lineares. O traçado das rectas correspondentes a estes troços aproximadamente lineares define o ponto correspondente aos 100% da consolidação. A consolidação entre  $d_0$  e  $d_{100}$  é a consolidação primária ou hidrodinâmica, representando a parte do comportamento em que é válida a teoria de Terzaghi.

Para além deste ponto a compressão continua, a uma taxa muito menor, correspondendo à consolidação secundária ou secular.

O ponto correspondente a 50% ( $d_{50}$ ) da consolidação primária pode ser determinado de acordo com o indicado na Figura 3.17. O valor de  $T_v$  correspondente a  $U=50\%$  é 0,196 e o coeficiente de consolidação é:

$$c_v = \frac{0,196H^2}{t_{50}} \quad (3.37)$$

em que  $H$  é metade da altura do provete para o acréscimo de tensão correspondente à determinação de  $c_v$ .

### **Método de Taylor**

O método de Taylor (ou da raiz quadrada do tempo) baseia-se na representação dos resultados do ensaio de consolidação num gráfico que relaciona o assentamento com a raiz quadrada do tempo (Figura 3.18). Devido à forma parabólica a que já se fez referência (até cerca de 60% da consolidação), a curva teórica corresponde, neste gráfico, a uma recta. Por outro lado, a 90% da consolidação a abcissa AC é 1,15 vezes AB, o que permite determinar o ponto correspondente a 90% da consolidação.

O valor de  $T_v$  para  $U=90\%$  é 0,848, pelo que o coeficiente de consolidação,  $c_v$ , é dado por:

$$c_v = \frac{0,848H^2}{t_{90}} \quad (3.38)$$

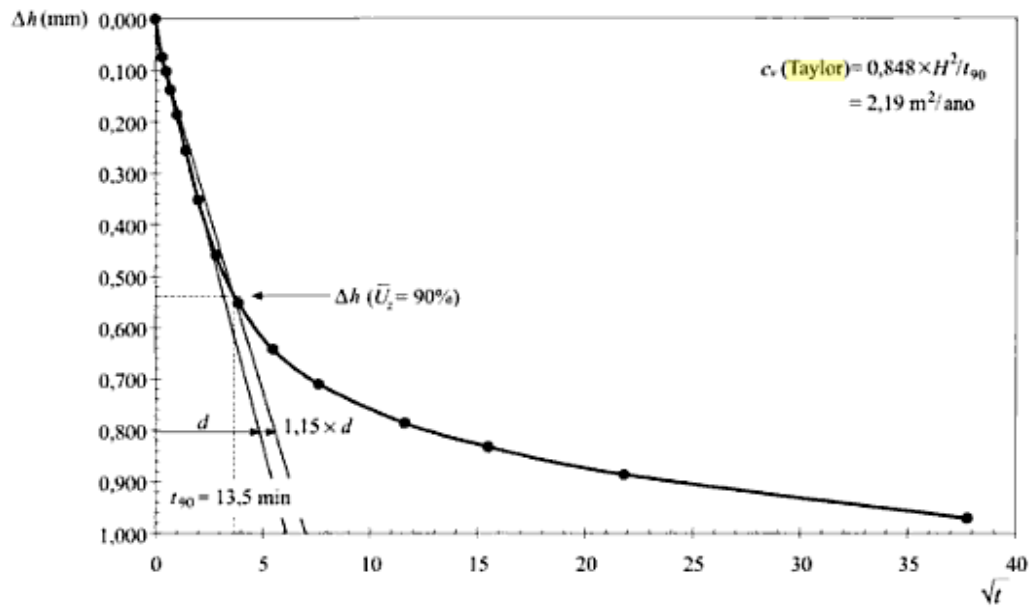


Figura 3.18 - Determinação do coeficiente de consolidação através do método de Taylor (Coelho, 2000 in Matos Fernandes, 2006).

## 4. TRABALHOS ANTERIORES

Do ponto de vista geológico, o primeiro estudo de referência interessando o diapiro de Sesimbra deve-se a Paul Choffat (1908). Este autor efectuou uma descrição minuciosa da litologia das diferentes unidades aflorantes acompanhada por uma primeira interpretação tectónica da região. A unidade dominante no interior do diapiro de Sesimbra, conhecida por “Formação-de-Dagorda”, é constituída por pelitos vermelhos e esverdeados, contendo gesso e sal-gema, de idade Triásico Superior – Hetangiano/Sinemuriano (?) (Kullberg *et al.*, 2008).

Kullberg *et al.* (2000) apresentaram uma carta geológica de Sesimbra (figura 4.1), onde se pode observar que a Formação de Dagorda preenche um vale que se estende numa direcção aproximadamente NE-SW, encaixado entre as colinas do Moinho da Força e do Castelo, a SE, e as do Casalão e do Pedrogão, a NW, desde Santana até ao morro do Sentrão. Uma segunda faixa destes terrenos, mais estreita e orientada de NW-SE, prolonga-se a meia encosta da Serra da Achada, entre Santana e o mar.

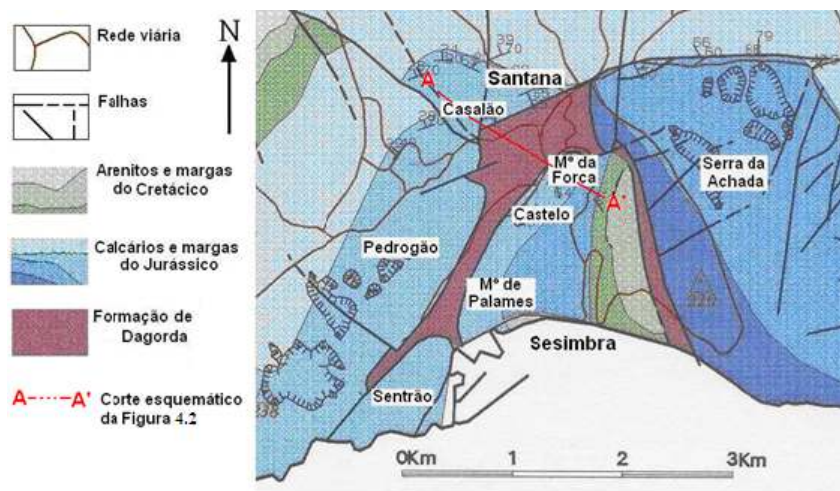
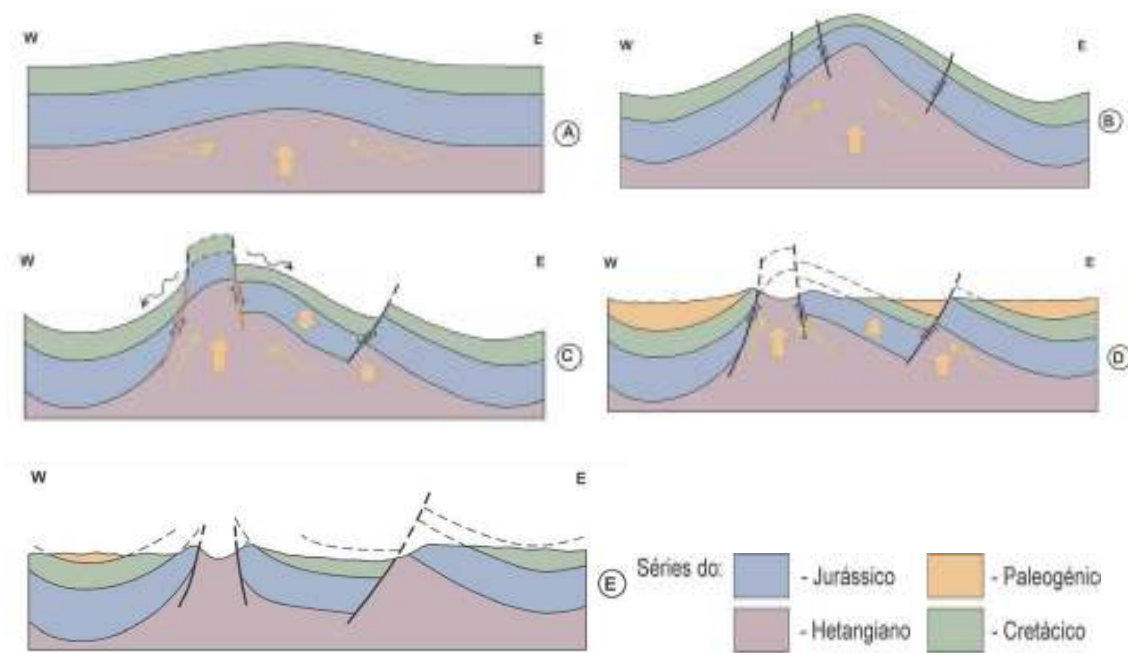


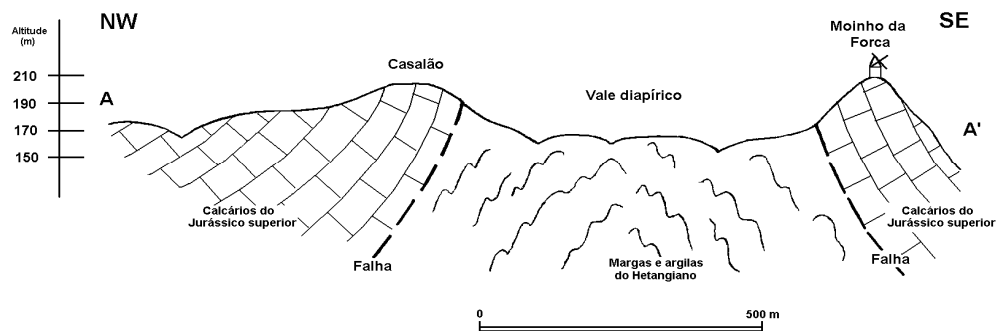
Figura 4.1 - Esboço da geologia da região de Sesimbra (adaptado de KULLBERG *et al.*, 2000).

A referida formação é constituída por argilas e siltes com algumas intercalações de calcários dolomíticos e zonas ricas em gesso. Segundo Kullberg (*op. cit.*), o gesso que aflora muitas vezes à superfície disseminado na massa argilosa ou sob a forma de placas de gesso fibroso avermelhado, esverdeado ou negro, justificou a ocorrência de intensa deformação, tanto horizontal como vertical, abrangendo todo um mecanismo de origem tectónica denominado de diapirismo. Por outras palavras, e ainda segundo o mesmo autor, o comportamento plástico do complexo Hetangiano, realçado pela presença do gesso, possibilitou a sua ascensão através da cobertura de terrenos sedimentares, deformando-o (figura 4.2).



**Figura 4.2 – Modelo cinemático da evolução do diapiro de Sesimbra (adaptado de Kullberg et al., 2000).**

O contacto destes terrenos pelíticos com os calcários que conformam as elevações circundantes faz-se por falhas, constituindo uma estrutura anticlinal complexa (figura 4.3).



**Figura 4.3 - Corte esquemático interpretativo do trecho principal do diapiro de Sesimbra (Lamas & Santana, 2008).**

O vale, resultante da evolução desta estrutura no decurso dos tempos geológicos, denomina-se de vale diapírico, ou vale tifónico. Por entre os depósitos argilosos, afloram numerosos filões de rochas básicas (doleritos e techenitos), em regra muito alteradas, não

assinalados na planta geológica da figura 4.1. A SW, no vale, os mesmos depósitos têm cerca de 200m de largura, passando a mais de 500m a NE.

Os solos existentes são classificados pedologicamente como solos calcários vermelhos de material coluviado e barros castanho-avermelhados calcários com afloramentos rochosos (Carta dos Solos de Portugal, 1969). As espessuras são variáveis e sempre difíceis de se estimar.

De acordo com Sobreira (1995), os materiais argilosos são fortemente sobreconsolidados pois, durante a sua história geológica, estiveram cobertos por outros materiais e sofreram ainda processos diagenéticos e esforços tectónicos. Na opinião do autor, este estado de consolidação contribui de certa forma para a melhoria das propriedades geotécnicas do terreno, embora as zonas mais superficiais estejam descomprimidas, devido à remoção, pela erosão, da sobrecarga que antes cobria o material, fazendo-o perder em parte as características adquiridas.

Lamas & Santana (2008) debruçaram-se também sobre o comportamento geotécnico dos terrenos argilosos do vale diapírico de Sesimbra através de um estudo que compreendeu caracterização mineralógica e geotécnica dos referidos terrenos.

Foi ainda possível analisar o relatório do único reconhecimento geotécnico interessando estes terrenos (Teixeira Duarte, 1968) encontrado no âmbito da pesquisa bibliográfica. Embora tenha sido realizado fora do vale, no trecho nascente dos afloramentos diapíricos, os resultados dos ensaios SPT nele realizados dão uma ideia da resistência destes solos.

Apesar de localizados noutra região do país, os resultados de diversos ensaios *in situ* e laboratoriais, apresentados por Veiga & Quinta-Ferreira (2010), interessando materiais pelíticos da mesma unidade litoestratigráfica (“Formação-de-Dagorda”), pertencentes ao núcleo do diapiro de Leiria, revestem-se de particular interesse para este estudo. A análise de tais ensaios por parte daqueles autores foi complementada com a consulta de diversos relatórios geotécnicos realizados no âmbito de grandes obras implantadas naquela zona.

#### **4.1 Caracterização mineralógica**

A caracterização mineralógica foi baseada em observações no campo, acompanhadas de recolha de amostras. A área interessada foi o “ramo” NE-SW do diapiro, isto é, o vale encaixado entre as colinas de Pedrogão e Casalão e os morros do Castelo e Moinho da Forca, por ser a parte do diapiro sujeita a uma ocupação urbana mais intensa.

De acordo com Lamas & Santana (*op. cit.*), os afloramentos filonianos, de doleritos e techenitos, que ocorrem nesta área do diapiro, distinguem-se dificilmente no terreno dado o avançado estado de alteração em quase toda a área. Observam-se, mais raramente, terrenos pelíticos *in situ* e, na maior parte dos casos, solos de alteração originados dos primeiros, eventualmente deslocados. Os terrenos *in situ* constam de siltes argilosos de cor vermelha escura, fissurados, com nódulos e veios margosos esverdeados a cinzentos e, por vezes, com algum gesso fibroso. Os solos de alteração apresentam-se mais grosseiros, algo arenosos, por vezes com níveis de cascalheira calcária ou dolomítica.

Para a efectuar uma caracterização mineralógica semi-quantitativa, aqueles autores procederam à realização de difractogramas de Raios-X de modo a obter a sua mineralogia global, bem como a mineralogia da fracção argilosa ( $< 2\mu\text{m}$ ), uma vez que esta condiciona o comportamento do solo. Sobreira (1995) e Lamas & Santana (2008) utilizaram, respectivamente, nove e quatro amostras. Os resultados obtidos encontram-se sintetizados na tabela 4.1.

**Tabela 4.1- Composição mineralógica (em percentagem), obtida de análise semi-quantitativa a partir de difractogramas de Raios-X por Sobreira (1995), as amostras H e Lamas & Santana (2008), as amostras SE.**

Amostra	Filossilicatos	Quartzo	Gesso e Anidrite	Feldspatos	Calcite	Geotite	Dolomite	Hematite
H1	66	25	-	vestígios	6	-	vestígios	-
H2	18	47	vestígios	23	vestígios	-	8	-
H3	32	17	-	-	51	-	-	-
H4	41	24	-	-	vestígios	-	32	-
H5	56	38	-	-	6	-	-	-
H6	48	38	-	-	8	-	vestígios	-
H7	vestígios	20	67	-	10	-	-	-
H9	23	57	12	vestígios	vestígios	-	-	-
H10	17	55	-	14	-	-	14	-
SE1	64	17	8	5	vestígios	vestígios	vestígios	vestígios
SE2	76	20	-	vestígios	-	vestígios	-	-
SE3	79	12	vestígios	vestígios	vestígios	vestígios	-	-
SE4	75	15	7	vestígios	-	vestígios	-	-

Como se pode verificar na Tabela 4.2, o mineral argiloso em maior quantidade é a caulinite para três amostras e a ilite na restante. Em relação a Sobreira (1995), em seis amostras, a clorite domina em quatro (H1, H7, H8 e H10) e a ilite, nas duas restantes (H3 e H5).

**Tabela 4.2 - Resultado em percentagens da mineralogia da fracção argilosa das amostras (Lamas & Santana, 2008).**

	SE1	SE2	SE3	SE4
<b>Clorite</b>	26	-	-	-
<b>Esmectite</b>	-	vestígios	-	vestígios
<b>Ilite</b>	23	31	62	39
<b>Caulinite</b>	51	67	38	60

## 4.2 Caracterização geotécnica

Os elementos bibliográficos de cariz geotécnico interessando o vale em estudo revelaram-se escassos, assinalando-se apenas os trabalhos de Sobreira (1995) e Lamas & Santana (2008). Tal deve-se ao facto, já atrás referido, da recente ocupação destes terrenos ter-se focado na construção de vivendas de segunda habitação, para as quais não foram exigidos quaisquer estudos geotécnicos. Nos últimos anos, tem-se verificado a construção de prédios de habitação de porte médio (quatro a seis andares), sem ainda ter sido sentida, da parte dos agentes intervenientes, a necessidade de realizar tais estudos. A única campanha de sondagens realizada foi, de facto, para edificações de algum porte (vários andares) porém, fora do vale em estudo e nas imediações da malha urbana da vila de Sesimbra (Teixeira Duarte, 1969).

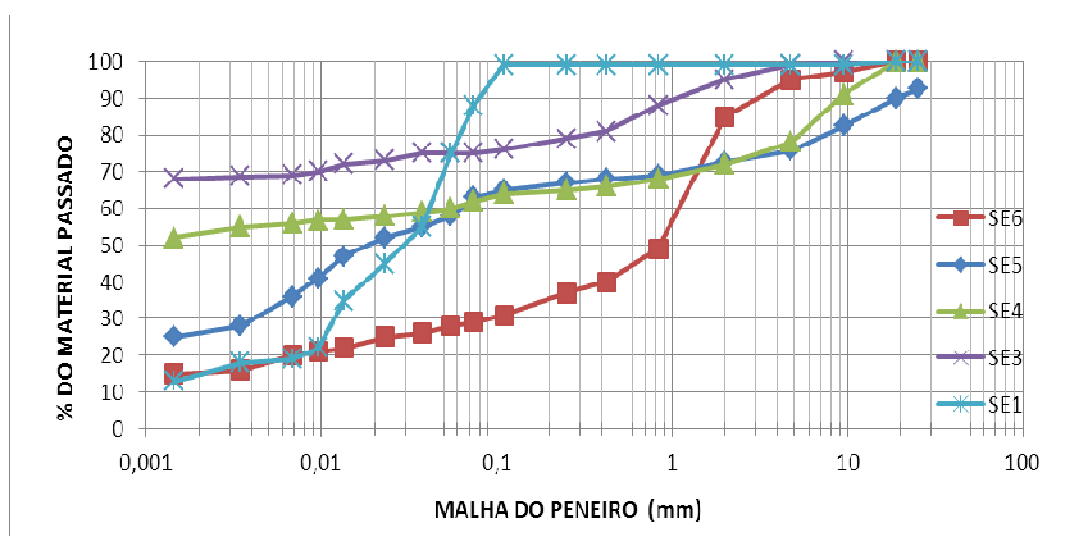
Para a identificação dos solos recolhidos, Sobreira (1995) e Lamas & Santana (2008) realizaram análises granulométricas (especificação E 196, LNEC) e ensaios de determinação dos limites de consistência (NP 143, 1969). Os resultados encontram-se expressos na Tabela 4.3.

Das quinze amostras onde foi possível calcular a actividade das argilas, doze foram classificadas de actividade normal a pouco activas, duas de activas e uma de inactiva (ver Tabela 2.1).

**Tabela 4.3 - Resultados dos ensaios de caracterização e classificações geotécnicas por Sobreira (1995), as amostras H e Lamas & Santana (2008), as amostras SE.**

Amostra	Análise Granulométrica		Limites de consistência			At
	% Finos	% Material Grossoeiro	LL (%)	LP (%)	IP (%)	
H1	78	22	35	22	13	1,18
H2	62	38	21	15	6	0,46
H3	88	12	39	24	15	0,65
H4	98	2	30	19	11	0,55
H5	92	8	44	26	18	1,06
H6	94	6	48	22	26	0,96
H7	56	44	49	29	20	1,67
H8	56	44	40	29	11	1,00
H9	77	23	46	19	27	1,35
H10	85	15	42	16	26	1,00
SE1	75	25	32	25	7	0,71
SE2	56	44	38	30	8	-
SE3	47	53	49	24	25	0,95
SE4	70	30	54	28	26	0,63
SE5	63	37	37	22	15	0,57
SE6	30	70	44	27	17	1,13
SE7	79	21	38	24	14	-

As curvas granulométricas obtidas por Lamas & Santana (*op. cit*) encontram-se representadas na Figura 4.4. A Figura 4.5 representa a carta de plasticidade obtida pelos mesmos autores, onde se incluem os resultados de Sobreira (1995).



**Figura 4.4 - Curvas granulométricas (Lamas & Santana, 2008).**



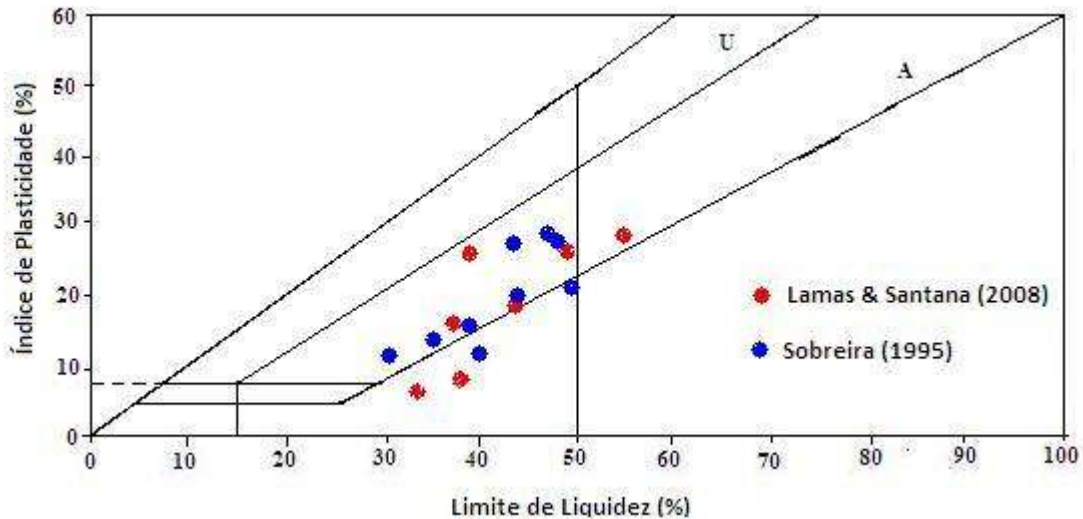


Figura 4.5 - Carta de Plasticidade (*adaptado de Lamas & Santana, 2008*).

Veiga & Quinta-Ferreira (2010), em trinta amostras dos mesmos materiais, embora recolhidas no diapiro de Parceiros/Leiria, concluíram, de acordo com classificação para fins rodoviários (especificação E 240, LNEC, 1970), que se tratam de solos que exibem comportamento mau a muito mau. Os mesmos autores realizaram ensaios de compactação Proctor e obtiveram valores de peso volúmico aparente seco máximo a variar entre 18,1 kN/m<sup>3</sup> e 21,9 kN/m<sup>3</sup> para um teor em água óptimo entre 14,2% e 15,7%.

Lamas & Santana (2008), de modo a complementar o estudo preliminar do comportamento geotécnico do vale diapírico de Sesimbra, realizaram quatro ensaios edométricos (ASTM 2435–04), para a obtenção de parâmetros de compressibilidade e de consolidação.

Dos ensaios realizados consideraram representativos, de cada uma das amostras, os parâmetros apresentados na Tabela 4.4: coeficiente de compressibilidade,  $C_c$ , coeficiente de compressibilidade volumétrica,  $m_v$ , coeficiente de consolidação,  $C_v$  e coeficiente de permeabilidade  $K$ . Das curvas de compressão, estimaram a tensão de pré-consolidação,  $\sigma'_p$ , através do método de Casagrande.

Tabela 4.4 - Valores representativos dos ensaios edométricos (Lamas & Santana, 2008).

Amostra	$e_0$	$C_c$	$\sigma'_p$ (kPa)	$C_r$	Intervalo de tensões (kPa)	$m_v$ (m <sup>2</sup> .kN <sup>-1</sup> )	$c_v$ (m <sup>2</sup> .s <sup>-1</sup> )	$K$ (m/s)
SE4	0,753	0,177	80	0,050	156-207	$2,5 \times 10^{-4}$	$11 \times 10^{-7}$	$2,69 \times 10^{-9}$
					312-416	$1,3 \times 10^{-4}$	$3,89 \times 10^{-7}$	$4,53 \times 10^{-10}$
SE5	0,799	0,206	25	0,049	156-207	$2,9 \times 10^{-4}$	$8,36 \times 10^{-7}$	$2,45 \times 10^{-9}$
					312-416	$0,4 \times 10^{-4}$	$8,97 \times 10^{-7}$	$3,88 \times 10^{-10}$

Os valores obtidos para o índice de vazios inicial  $e_0$  e para  $\sigma'_p$  estão de acordo com o facto de a amostra SE4 corresponder a terreno *in situ* e a amostra SE5 ter sido retirada de terreno deslocado. As profundidades de recolha das amostras SE4 e SE5 (superior a 2m) indicam tratar-se, respectivamente, de solos sobreconsolidados (OC) e de solos normalmente consolidados (NC).

A única campanha de sondagens acompanhadas de ensaios *in situ* que foi possível consultar no âmbito da presente dissertação interessava os terrenos em estudo, porém, como foi atrás mencionado, em local afastado do vale diapírico. Nesse relatório descrevem-se quatro sondagens que atravessaram a “Formação-de-Dagorda” dando sempre “nega” a profundidades variando entre 5,5 m 8 m. As camadas mais superficiais da referida formação, por efeito da descompressão e meteorização apresentaram valores de  $N_{SPT}$  mais baixos, que poderão ter alguma equivalência com a resistência oferecida pelos solos estudados no âmbito deste trabalho. De facto, os onze ensaios SPT executados nesses trechos mais próximos da superfície deram valores, não corrigidos, entre 17 e 57, o que permite classificar os solos, quanto à sua consistência, de muito duros a rijos e resistência à rotura em compressão uniaxial acima de 200 kPa.

Veiga & Quinta Ferreira (2010) procederam, igualmente, à realização de ensaios edométricos nas amostras recolhidas, tendo concluído que estas se encontravam sobreconsolidadas. No decorrer dos mesmos ensaios, registaram valores de coeficiente de consolidação entre  $1,66 \times 10^{-11}$  e  $7,7 \times 10^{-10}$ , sem distinção entre amostras indeformadas e remoldadas. Os autores referiram ainda que, quando compactados, os materiais apresentavam-se impermeáveis.

## 5. ANÁLISE EXPERIMENTAL

Quando se inicia um trabalho geológico-geotécnico, independentemente do âmbito e da necessidade de colher informações do terreno, duas questões fundamentais se colocam: por um lado, a selecção dos meios de pesquisa e de amostragem a empregar e, por outro lado, a definição da distribuição espacial dos trabalhos.

Os meios de pesquisa e de amostragem a usar dependem, geralmente, das seguintes condicionantes:

1. natureza dos materiais geológicos a pesquisar e a amostrar;
2. objectivos da investigação;
3. meios disponíveis;
4. conhecimento e experiência do investigador.

A distribuição espacial e a densidade de amostragem dependem, fundamentalmente, dos seguintes aspectos:

1. objectivos da investigação;
2. heterogeneidade lateral e vertical previsível;
3. área a estudar;
4. recursos disponíveis (normalmente os recursos financeiros e temporais são os mais condicionantes).

No caso concreto deste trabalho, não foi possível proceder à recolha de amostras com a representatividade desejada, dada a escassez de meios técnicos e de bons locais de amostragem, bem como as limitações de tempo para a realização dos ensaios necessários.

### 5.1 Conceito geotécnico de amostra

Uma amostra de solo ou de rocha é entendida como uma porção desses materiais representativa da composição da zona do maciço de onde foi retirada (estrato ou nível).

Se, para além da composição e do teor em água, a amostra preservar as relações estruturais entre as partículas do solo (*fabric*), então, a mesma pode ser considerada uma amostra “inteira” ou “indeformada”.

Os termos, inteira e indeformada, surgem entre aspas já que, efectivamente, não correspondem aos seus significados literais. Em rigor, em Geotecnia não existem amostras

inteiras ou indeformadas, apenas existem amostras que se aproximam das condições em que ocorriam no maciço. Hvorslev (1949) designou-as de “*practical undisturbed samples*”.

Segundo o mesmo autor, este tipo de amostras corresponde às que foram apenas sujeitas a pequenas perturbações possibilitando a sua utilização na caracterização física e mecânica do solo (resistência, compressibilidade e permeabilidade).

O vocabulário geotécnico (especificação E 219, LNEC, 1968) distingue amostra indeformada de remexida, da seguinte maneira:

- Amostra indeformada - amostra de terreno obtida de modo a que se pode considerar subsistindo nela todas as características que se verificam *in situ*, exceptuando-se o estado de tensão
- Amostra remexida - amostra de terreno que não mantém todas as características que se verificam *in situ*.

## 5.2 Amostragem

A figura 5.1 localiza os pontos de recolha das amostras que suportam o estudo desenvolvido. A existência de uma exsurgência a montante deste local, assim como as escavações realizadas a jusante para a implantação de um condomínio, instabilizaram estes terrenos provocando um deslizamento de grandes dimensões. Em consequência deste último, os solos argilosos *in situ*, subjacentes aos depósitos de vertente superficiais passaram a estar expostos, possibilitando a recolha de amostras indeformadas que, com os meios disponíveis, teriam sido muito difíceis de obter.



Figura 5.1 – Localização das amostras SE1 e SE2. No mapa, o ponto A assinala a zona de recolha das amostras.

A amostragem decorreu nos meses de Março (SE1) e Setembro de 2010 (SE2), períodos que correspondem, respectivamente, ao final do inverno e ao final do verão, possibilitando o estudo com teores em água diferentes.

Foram recolhidas duas amostras que, de acordo com a especificação E219 (LNEC, 1968), foram consideradas indeformadas. Foi possível, com o apoio de uma pá de lâmina quadrada, talhar blocos paralelepípedicos que foram devidamente isolados em sacos de plástico, tendo o seu transporte para o laboratório sido feito com os cuidados necessários para evitar choques e vibrações.

Ambas as amostras foram recolhidas a cerca de 1m de profundidade.

### 5.3 Ensaios realizados

A componente prática deste estudo englobou a realização de um ensaio *in situ* e diversos ensaios de identificação. Por fim, e com vista ao cumprimento do objectivo proposto, foram realizados ensaios para determinação dos parâmetros de compressibilidade e consolidação das amostras.

#### 5.3.1. Obtenção do peso volúmico aparente seco pelo método da garrafa de areia

O método da garrafa de areia (especificação E204, LNEC, 1967) é um ensaio que permite a determinação do peso volúmico aparente seco do terreno. A determinação deste parâmetro é fundamental para conhecer as condições *in situ* do solo: tensão efectiva vertical, índice de vazios e teor em água. A comparação dos valores *in situ* com os valores obtidos posteriormente no ensaio edométrico permitirão retirar conclusões acerca do grau de consolidação do solo.

Admitindo, com base em valores retirados da bibliografia para solos semelhantes ao estudado o valor de 2,7 para a densidade das partículas sólidas,  $G$ , retira-se o índice de vazios *in situ* do solo,  $e$ , da relação entre o peso volúmico aparente seco,  $\gamma_d$ ,  $G$  e o peso volúmico da água,  $\gamma_w$ , para o qual se admitiu o valor 10 kN/m<sup>3</sup>:

$$\gamma_d = \frac{G \times \gamma_w}{e + 1} \quad (5.1)$$

Na tabela 5.1 encontram-se sintetizados os resultados deste ensaio:

**Tabela 5.1 – Parâmetros *in situ* do solo obtidos através do ensaio do método da garrafa de areia.**

$\gamma$	18,38 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_d$	15,24 kN/m <sup>3</sup>
$e$	0,77

A relação entre o peso volúmico,  $\gamma$ , e a profundidade de recolha das amostras, cerca de 1m, permitiu a determinação de uma tensão efectiva *in situ* de 18,4 kPa.

### 5.3.2. Análise granulométrica

O conhecimento da composição granulométrica de um solo tem, nalguns casos, relevância na compreensão e previsão do seu comportamento.

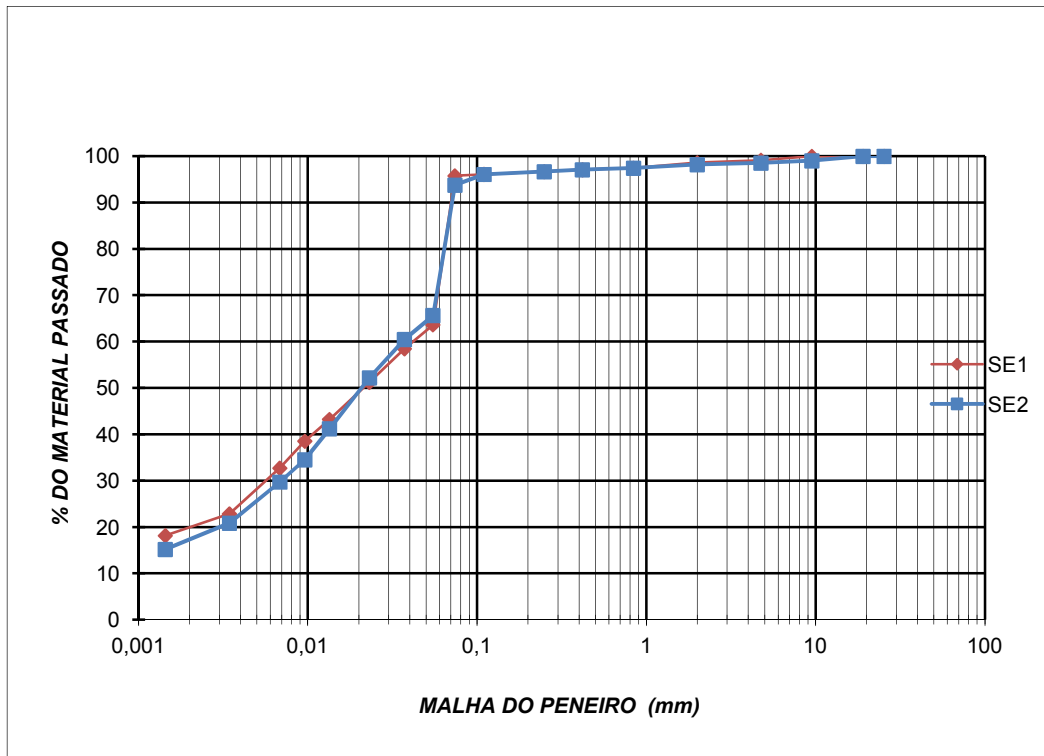
De facto, não basta saber-se qual a natureza mineralógica global do solo. É também importante conhecer as dimensões das partículas que o compõem, mais precisamente a distribuição dimensional dos grãos.

Um solo pode ter uma composição granulométrica onde estão representadas todas as fracções granulométricas, entre a partícula maior e a partícula menor (cuja dimensão seja mensurável). Neste caso diz-se que o solo é bem graduado e possui granulometria extensa ou contínua.

Por outro lado, o solo pode ter uma composição granulométrica em que praticamente só existam partículas com um calibre, designando-se como equigranular. Neste caso, o solo é considerado bem calibrado e mal graduado.

O solo pode ainda possuir uma composição granulométrica em que falta uma ou mais fracções intermédias, denominando-se então mal calibrado e mal graduado.

No âmbito deste estudo, cada uma das amostras foi submetida a análise granulométrica por via húmida, de acordo com a especificação E 239 (LNEC, 1970), tendo-se recorrido à peneiração da fracção grosseira do solo, ou seja, de todo o material retido no peneiro de malha ASTM 0,074 mm (#200). Posteriormente, foi realizada sedimentação para a fracção fina, recorrendo à especificação E 196 (LNEC, 1966). As curvas obtidas encontram-se representadas na Figura 5.2.



**Figura 5.2 – Curvas granulométricas das amostras recolhidas.**

A primeira observação passível de ser feita relativamente aos resultados obtidos é a semelhança entre ambas as curvas. Esse facto é explicado pela proximidade dos locais de recolha das amostras (Figura 5.1).

Do traçado das curvas verifica-se que o solo é predominantemente constituído por material fino (cerca de 95%), tendo pouco menos de 20% de argila.

### 5.3.3. Limites de Consistência

Quando a fracção fina representa uma parte significativa do solo, a consistência passa a desempenhar um papel fundamental no comportamento do solo, muito embora a dimensão das partículas seja sempre um factor a considerar.

A consistência de um solo reflecte a sua condição física, em função do teor em água que ele contém, constituindo assim um indicador do seu comportamento reológico.

As especificações para delimitar os vários estados de consistência baseiam-se nos trabalhos de Atterberg e são, por isso, designados por limites de Atterberg.

Os limites de consistência não são mais do que os valores do teor em água que limitam os diferentes tipos de comportamento do solo, de entre os quais se destacam o plástico e o

líquido. Como foi referido e explicado anteriormente, existem três limites: o limite de retracção, o limite plástico ou de plasticidade e o limite líquido ou de liquidez.

Um solo com teor em água inferior ao valor do limite de retracção possui comportamento sólido. Se possuir teor em água com valor entre o limite de retracção e o limite de plasticidade, possui comportamento friável. Do mesmo modo, se o valor do seu teor em água se situar entre o limite de plasticidade e o limite de liquidez terá comportamento plástico. Por fim, se o valor do teor em água for superior ao valor do limite de liquidez, o comportamento do solo será o de um líquido.

Neste estudo apenas se realizaram as determinações dos limites de liquidez e de plasticidade, por serem estes os que efectivamente mais se utilizam neste âmbito.

Segundo a Norma Portuguesa – NP 143 (1969), entende-se por Limite de Liquidez ( $L_L$ ) o teor em água de uma amostra de solo, obtido após vinte e cinco pancadas da concha de Casagrande provocando o fecho, numa extensão de 1cm, de um sulco aberto numa camada desse solo.

Ainda de acordo com a mesma norma, entende-se por Limite de Plasticidade de uma amostra de solo ( $L_P$ ), a média dos teores em água de vários provetes dessa amostra, correspondendo cada um deles ao teor em água obtido quando o provete rompe ao atingir 3 mm de diâmetro, por rolamento entre a palma da mão e uma placa de vidro.

O Índice de Plasticidade (IP) corresponde à gama de teores em água situados entre  $L_L$  e  $L_P$ , ou seja, à diferença entre ambos os limites.

Como complemento a este ensaio, foi determinado o teor em água natural de cada amostra através do método da estufa, recorrendo à Norma Portuguesa - NP 84 (1965).

Na tabela 5.2, encontram-se sintetizados os valores obtidos nos ensaios de identificação realizados para cada uma das amostras recolhidas.

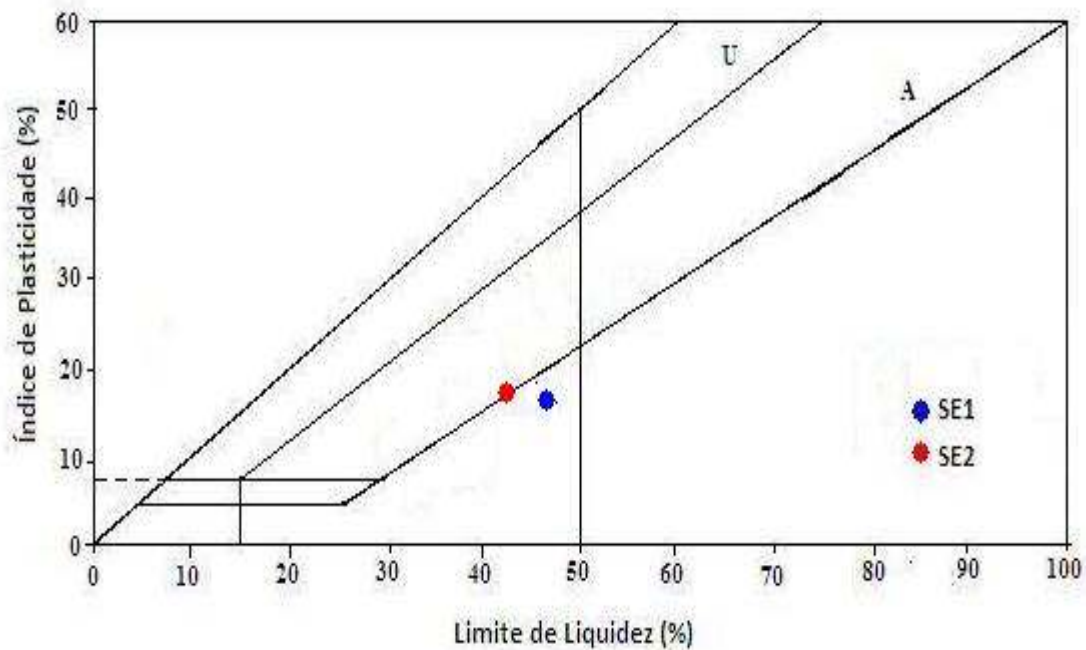
**Tabela 5.2 – Quadro-síntese dos ensaios de identificação realizados nas amostras recolhidas.**

Amostra	Análise granulométrica				Limites de consistência			Teor em água natural (%)
	Material fino		Material grosseiro		LL (%)	LP (%)	IP (%)	
	% Argila	% Silte	% Areia	% Seixo				
SE1	18	77	3	2	45	29	16	28,6
SE2	20	76	3	1	41	24	17	23,5



A discrepância verificada nos valores de teor em água natural entre as duas amostras reflecte o período de recolha de cada uma, SE1 no final do inverno e SE2 no final do verão.

Para uma melhor definição do tipo de solo em estudo, foi consultada a carta de plasticidade utilizando os valores de limite de liquidez e de índice de plasticidade obtidos para cada amostra. A carta de plasticidade encontra-se representada na figura 5.3.

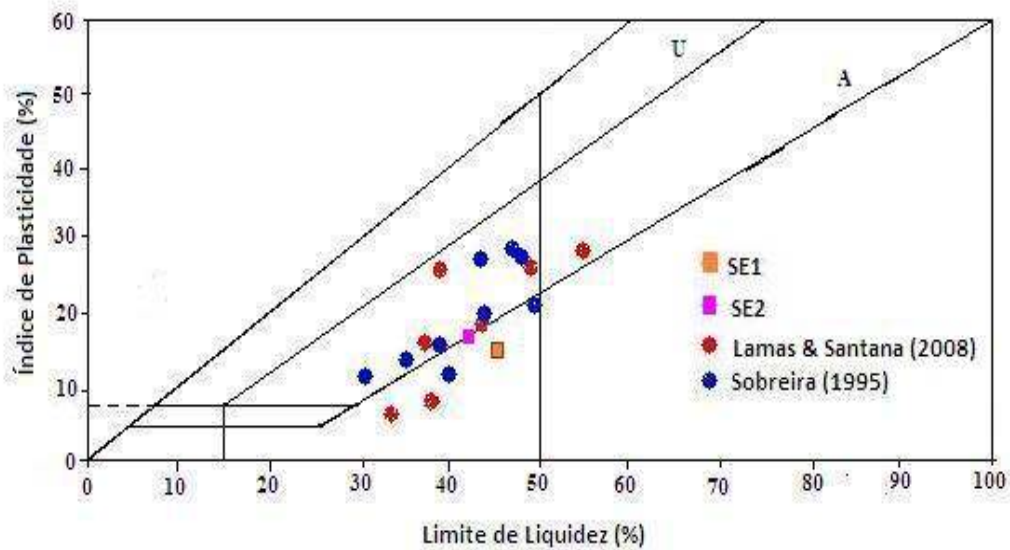


**Figura 5.3 – Carta de plasticidade das amostras recolhidas.**

De acordo com a Classificação Unificada de Solos – ASTM D 2487 – 85 (Correia, 1985), a amostra SE2 classifica-se como uma argila magra, de símbolo CL/ML. Já a amostra SE1 classifica-se como silte (ML).

Relativamente à classificação para fins rodoviários (especificação E 240, LNEC, 1970), ambos os solos têm o símbolo A-7-6 o que, segundo a mesma classificação, lhes confere um comportamento muito mau como fundação de um pavimento rodoviário. Estes resultados estão de acordo com os obtidos por Veiga & Quinta-Ferreira (2010) para solos idênticos pertencentes à mesma formação litoestratigráfica.

Enquadrando os resultados deste estudo, com os obtidos anteriormente por Sobreira (1995) e Lamas & Santana (2008), verifica-se que estão em conformidade com aqueles, conforme se comprova na figura 5.4.



**Figura 5.4 – Carta de plasticidade englobando os resultados obtidos neste estudo e os resultados obtidos anteriormente por Sobreira (1995) e Lamas & Santana (2008).**

Recorrendo à equação (2.4) e de acordo com a Tabela 2.1, a actividade da fracção argilosa das amostras é classificada de normal (tabela 5.3). Os respectivos valores encontram-se dentro do grupo maioritário de amostras ensaiadas pelos autores anteriormente referidos, onde, num total de quinze amostras, doze eram de actividade normal ou pouco activa (Tabela 4.3).

**Tabela 5.3 – Actividade da argila para as amostras em estudo.**

Amostra	At
SE1	0,89
SE2	0,85

Com base no gráfico da Figura 2.1, conclui-se que tanto os filossilicatos da amostra SE1 como os da amostra SE2 correspondem a caulinites, o que vai de acordo com a maioria dos resultados das identificações mineralógicas por difracção de Raios-X apresentados na Tabela 4.2.

Após a identificação das amostras, seguiu-se a determinação das características de compressibilidade e consolidação das mesmas, através da realização de ensaios edométricos.

#### 5.3.4. Ensaio edométrico

O ensaio edométrico (ASTM 2435-04), também designado como ensaio de consolidação, de compressão unidimensional ou ainda de compressão confinada, permite avaliar a variação dos assentamentos no tempo, bem como determinar o valor correspondente ao assentamento total de um provete de solo confinado lateralmente e sujeito a cargas axiais crescentes, com drenagem livre, quer no topo, quer na base.

A determinação destes parâmetros através da realização deste ensaio permitirá prever os assentamentos que determinado nível de solos sofrerá na sequência das variações volumétricas que decorrem da aplicação de determinados níveis de carga.

Segundo Mineiro (1978), quando se aplica um incremento de tensão a um solo, pode ocorrer variação de volume de três formas:

- a) por compressão das partículas do solo;
- b) por compressão dos fluídos dos poros;
- c) por expulsão do fluído dos poros e rearranjo das partículas do solo, com diminuição do índice de vazios.

A compressibilidade das partículas do solo e a compressibilidade da água dos poros são muito pequenas quando comparadas com a compressibilidade do esqueleto das partículas de solo, pelo que apenas o caso c) interessa.

Estes ensaios foram realizados utilizando um provete indeformado retirado da amostra SE2 (argila magra), e oito remoldados, quatro de cada amostra, com quatro teores em água iguais dois a dois.

##### 5.3.4.1. Preparação dos provetes remoldados

O ensaio de Proctor é um método de compactação experimental que permite avaliar o peso volúmico aparente seco máximo que um solo pode atingir quando sujeito a uma determinada energia de compactação. Pela aplicação deste método, determina-se a relação entre o teor em água do solo e o peso volúmico aparente seco atingido após compactação.

O ensaio Proctor está normalizado na especificação E 197 (LNEC, 1966), e consiste na compactação de uma amostra de solo num molde cilíndrico em várias camadas. Cada camada é compactada com um pilão com peso e altura normalizados.

Existem quatro tipos de compactação consoante se utiliza a variedade de molde pequeno ou grande e o pilão leve ou pesado. A compactação realizada foi a compactação leve em molde

pequeno (figura 5.5). O tamanho do molde é função da granulometria do material a ensaiar. De acordo com a especificação E197 e, sendo a percentagem de material retido no peneiro n.º 4 inferior a 20%, utilizou-se o molde pequeno.



**Figura 5.5 – Molde pequeno e pilão leve utilizados no ensaio Proctor.**

Na realização deste ensaio interessou, não apenas o conhecimento dos valores óptimos para os parâmetros obtidos, que permitem um melhor controlo da compactação em obra mas, essencialmente, a preparação dos provetes para o ensaio de consolidação ou ensaio edométrico.

Em ambas as amostras foram realizados quatro ensaios com teores em água diferentes de modo a obter quatro valores para cada parâmetro, dois no ramo seco da curva de compactação, ou seja, abaixo dos valores de teor em água óptimos, e dois no ramo húmido da mesma curva, isto é, acima dos valores dos mesmos valores dos parâmetros referidos.

Atendendo ao facto das amostras se encontrarem húmidas, decidiu iniciar-se cada ensaio com 125ml e fazer incrementos de 25ml até aos 200ml.

Em cada provete resultante deste ensaio cravou-se um anel com 2cm de altura e 7cm de diâmetro que, posteriormente, foi utilizado no ensaio edométrico.

#### **5.3.4.2. Procedimento de execução do ensaio edométrico**

Cada uma das amostras obtidas no ensaio Proctor foi sujeita a um ensaio de consolidação (ASTM 2435-04) com o objectivo de conhecer os seus parâmetros de compressibilidade e consolidação, e respectiva variação para diferentes valores de teor em água inicial, no caso dos provetes remoldados. Simultaneamente foi efectuado um ensaio utilizando um provete indeformado permitindo, assim, efectuar a comparação com os valores obtidos nos ensaios com os provetes remoldados.

Cada ensaio foi iniciado aplicando uma tensão de 24 kPa (escolhido por ser o valor calibrado mais próximo do valor da tensão efectiva *in situ*, 18,4 kPa), seguindo-se incrementos de tensões duplicados sucessivamente, tendo cada carregamento sido deixado a actuar por um período de 24 horas. A tensão máxima aplicada foi 782 kPa. Em cada um dos ensaios foi realizado um ciclo de descarga quando se atingiu a tensão de 196 kPa, voltando a carregar o provete até à tensão máxima referida. Foram também efectuadas várias leituras para o intervalo de tensão 24-196 kPa, com vista à determinação do coeficiente de consolidação.

Os parâmetros considerados relevantes foram o coeficiente de compressibilidade,  $C_c$ , coeficiente de compressibilidade volumétrica,  $m_v$ , coeficiente de consolidação,  $C_v$  e coeficiente de permeabilidade vertical,  $K$ . A tensão de pré-consolidação foi avaliada através da Construção de Casagrande (ver capítulo 3).

Num ensaio edométrico são obtidas as leituras da altura da amostra ao longo do tempo, para cada carregamento. A partir destes resultados, é possível obter uma trajectória da relação  $(\Delta h, t)$ , em que  $\Delta h$  representa a variação de altura da amostra e  $t$  refere-se ao tempo decorrido desde o início do ensaio. Utilizando o coeficiente de calibração do edómetro, foi possível converter os valores de variação da altura da amostra em assentamentos.

#### **5.3.4.3. Resultados do ensaio Proctor**

Na figura 5.6 estão representadas as curvas de compactação obtidas dos ensaios Proctor das duas amostras recolhidas, onde se incluem os pontos correspondentes ao teor em água óptimo e respectivo peso volúmico aparente seco. A obtenção desses pontos obedeceu à determinação gráfica explicada em Guedes de Melo (1981). Em anexo, apresenta-se essa determinação efectuada para cada amostra.

É possível observar que os valores de  $\gamma_d$  e  $w$  da amostra SE1 são superiores aos da amostra SE2. Esse facto é explicado pela diferença dos teores em água iniciais de ambas as amostras (tabela 5.2).

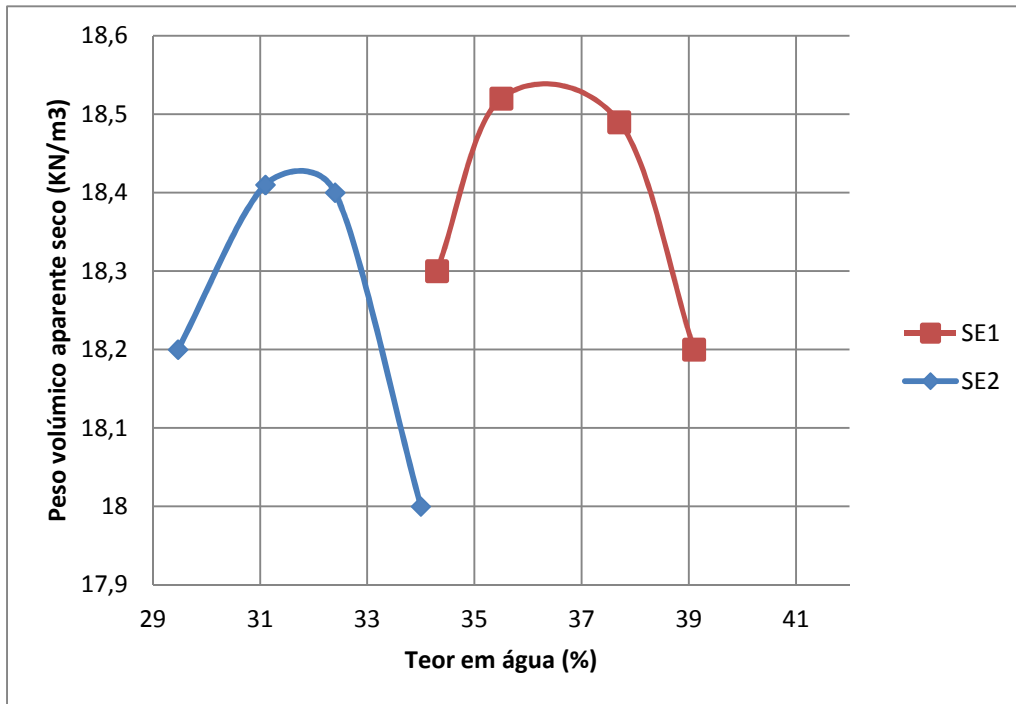


Figura 5.6 – Curvas de compactação obtidas no ensaio Proctor.

Na tabela 5.4 encontram-se os valores de  $\gamma_d$  e  $w_{opt}$ .

Tabela 5.4 – Peso volúmico aparente seco correspondente ao teor em água óptimo obtido no ensaio Proctor.

Amostra	Teor em água óptimo (%)	Peso volúmico aparente seco (kN/m³)
SE1	36,4%	18,58
SE2	31,9%	18,44

#### 5.3.4.4. Discussão dos resultados do ensaio edométrico

A discussão dos resultados do ensaio edométrico será dividida em duas partes. A primeira, onde se analisam os resultados dos ensaios efectuados nos provetes remoldados e a segunda, onde se apresenta o resultado do ensaio efectuado no provete indeformado. Tecem--se algumas considerações acerca dos gráficos obtidos, nomeadamente os do assentamento ao longo do tempo, da curva de consolidação e da curva de consolidação *in situ*. Por fim, apresenta-se um quadro onde os parâmetros considerados relevantes são sintetizados.

- Provetes remoldados

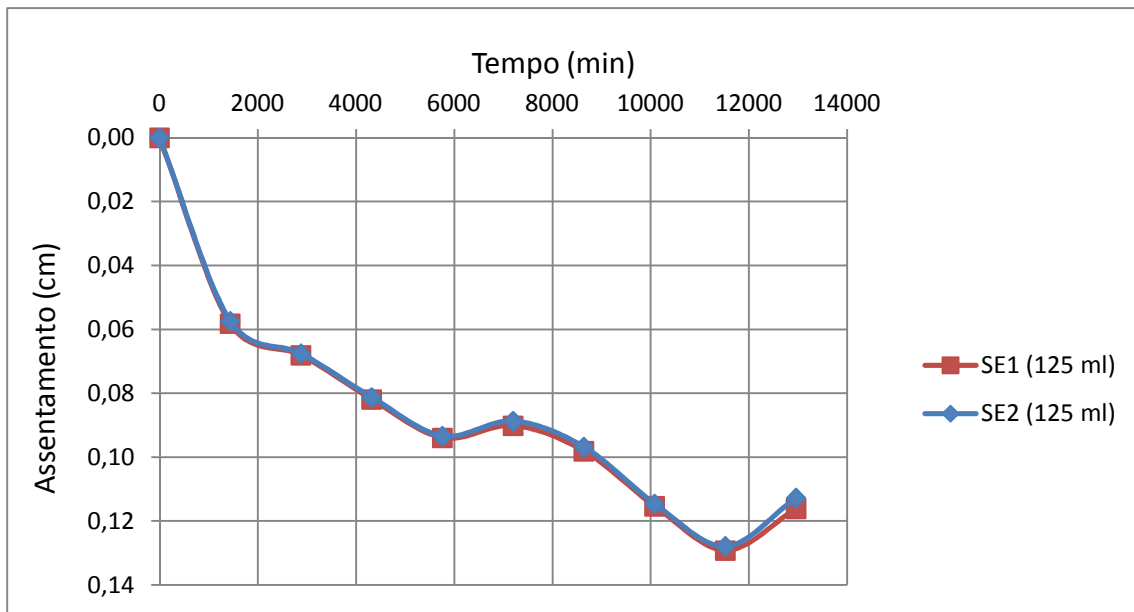


Figura 5.7 – Assentamento ao longo do tempo obtido para os provetes remoldados com 125ml de água.

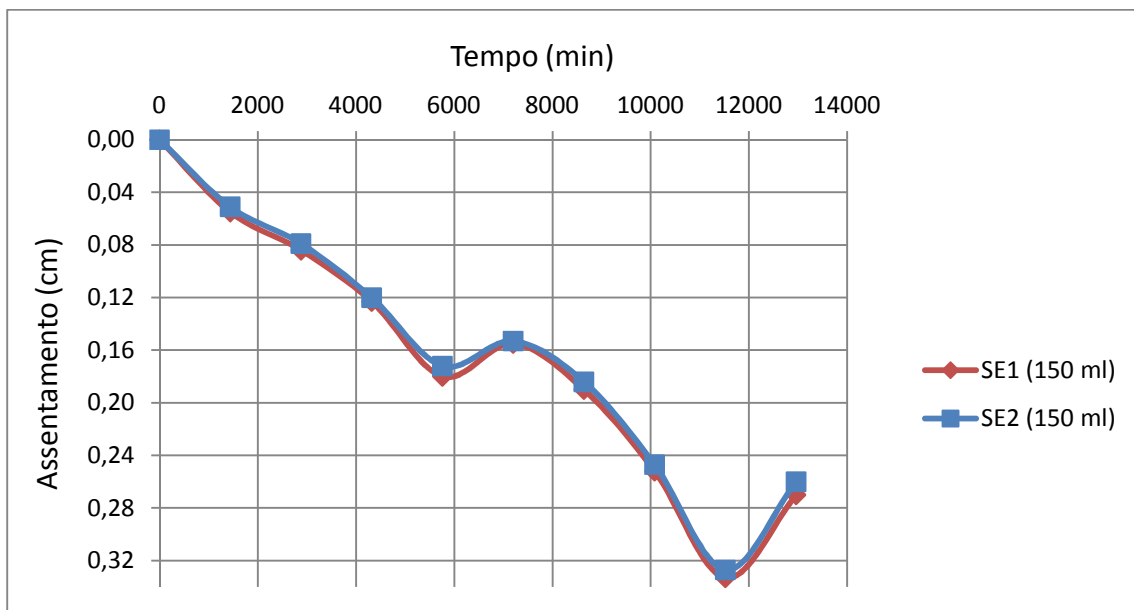
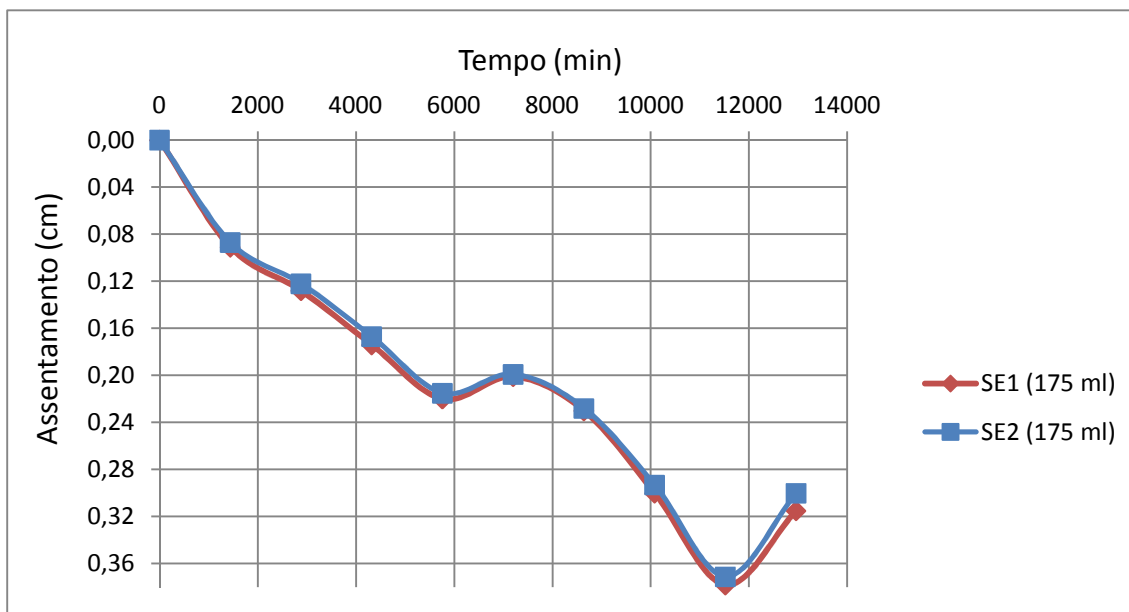
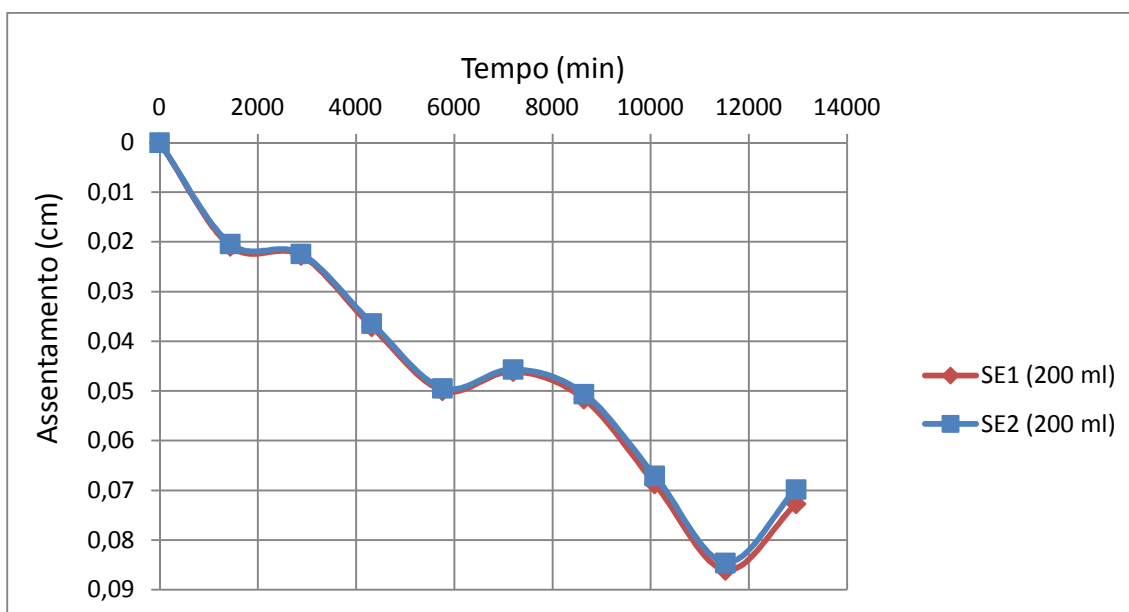


Figura 5.8 - Assentamento ao longo do tempo obtido para os provetes remoldados com 150ml de água.



**Figura 5.9 - Assentamento ao longo do tempo obtido para os provetes remoldados com 175ml de água.**



**Figura 5.10 - Assentamento ao longo do tempo obtido para os provetes remoldados com 200ml de água.**

Da análise das figuras 5.7 a 5.10, é possível verificar que os valores de assentamento obtidos são semelhantes para as amostras SE1 e SE2, verificando-se a tendência para maiores assentamentos na amostra SE1.

Nos provetes remoldados com 200ml de água, o assentamento total foi muito inferior ao dos restantes provetes (figura 5.10). Este fenómeno pode ser explicado pelo facto do valor do



limite de liquidez (valendo 45% e 41%, respectivamente, para as amostras SE1 e SE2) ter sido quase atingido (como se pode verificar na figura 5.6), conduzindo o solo a um comportamento próximo do líquido. De acordo com a Teoria da Consolidação de Terzaghi (ver capítulo 3) um líquido é considerado incompressível, o que justifica o baixo valor de assentamento registado.

Todas as curvas são semelhantes, observando-se dois momentos em que existe empolamento (recuperação parcial da altura da amostra por descompressão). Esses momentos correspondem às duas descargas efectuadas, para valores de tensão de 196 kPa e 784 kPa, que serão analisadas mais à frente.

Nas figuras 5.11 a 5.14 apresentam-se as curvas de consolidação obtidas em laboratório. As curvas são as expectáveis para um solo fino.

A partir das curvas de consolidação, e utilizando a construção de Casagrande (figura 3.9), foi possível avaliar a tensão de pré-consolidação, ou seja, a maior tensão à qual o solo já esteve sujeito. De modo a efectuar a reconstituição das curvas de consolidação *in situ*, expressas nas figuras 5.15 a 5.18, foi utilizada a construção proposta por Schmertmann (figura 3.11), sendo o ponto inicial correspondente aos valores obtidos *in situ* (tabela 5.1).

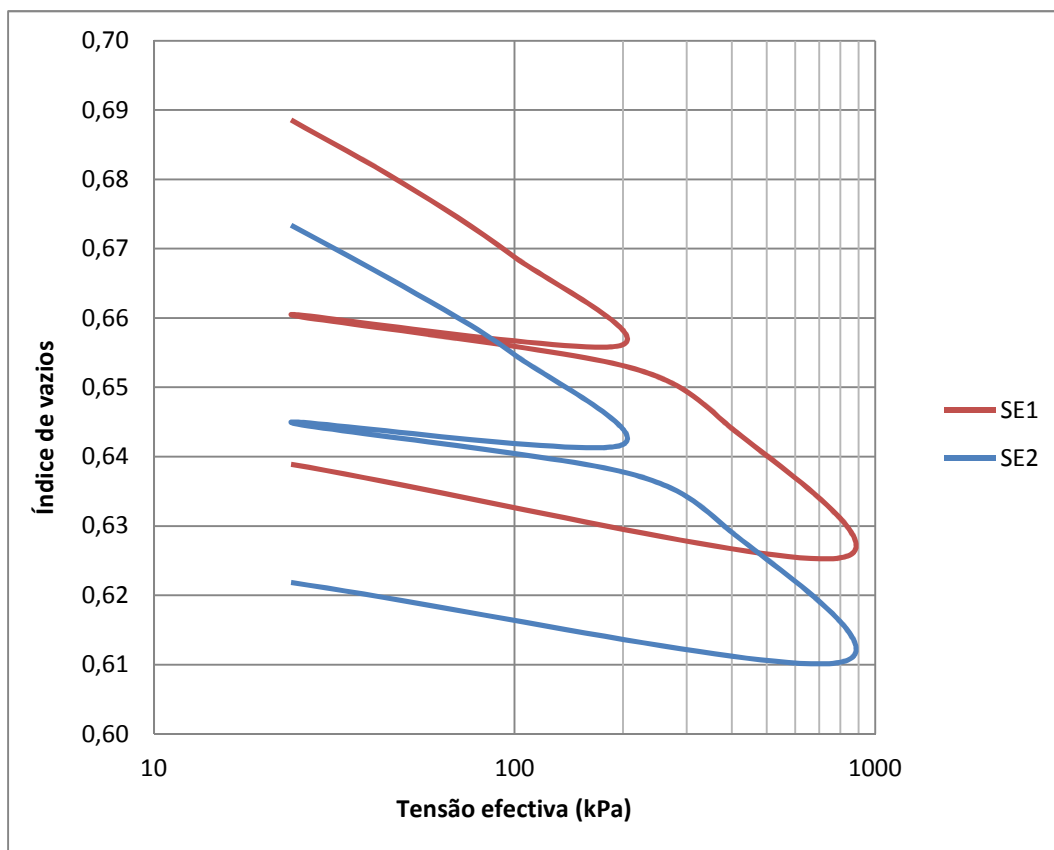


Figura 5.11 – Curvas de consolidação obtidas no ensaio edométrico para os provetes remoldados com 125 ml de água.

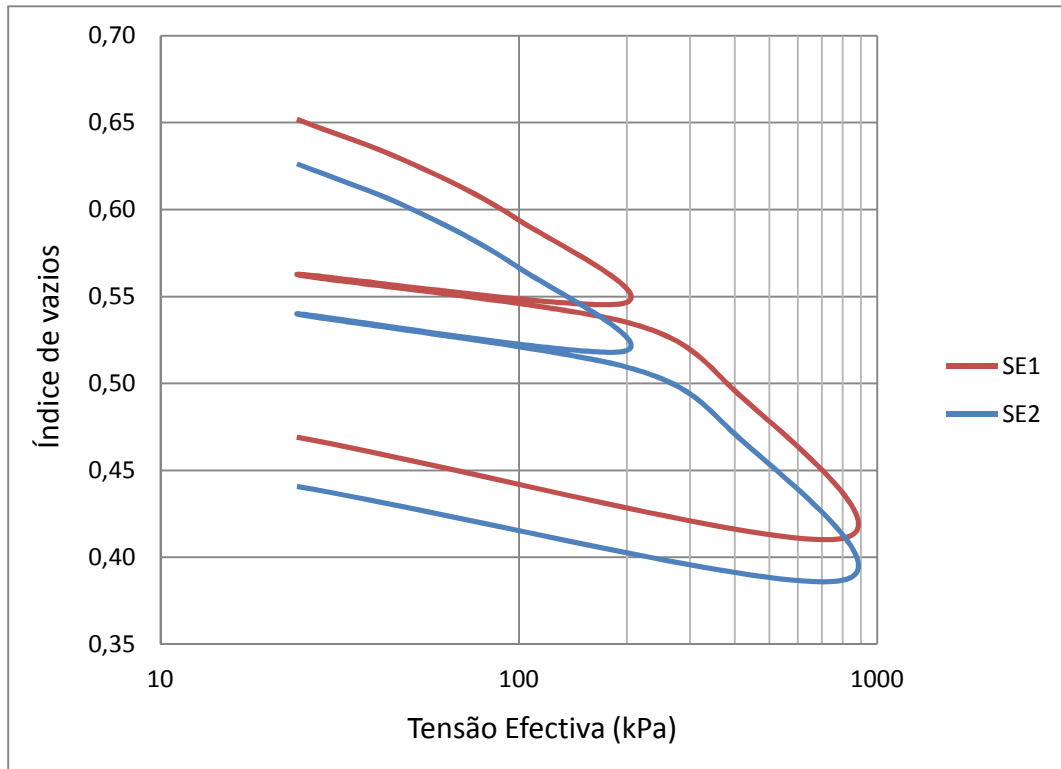


Figura 5.12 - Curvas de consolidação obtidas no ensaio edométrico para os provetes remoldados com 150 ml de água.

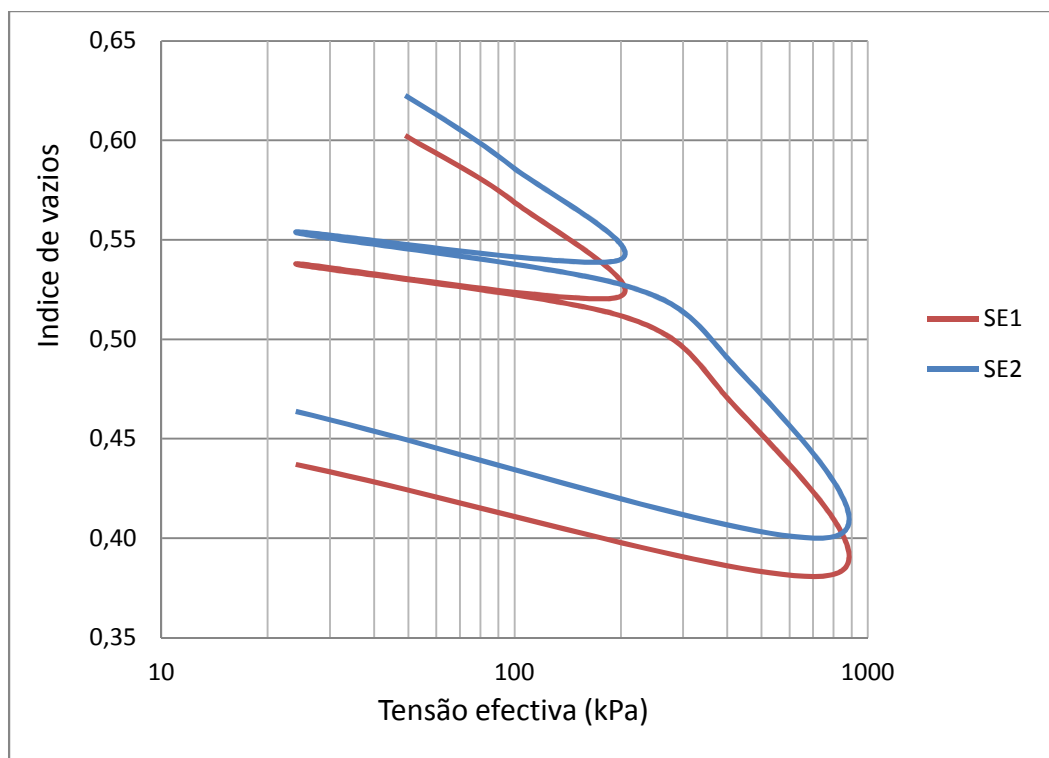
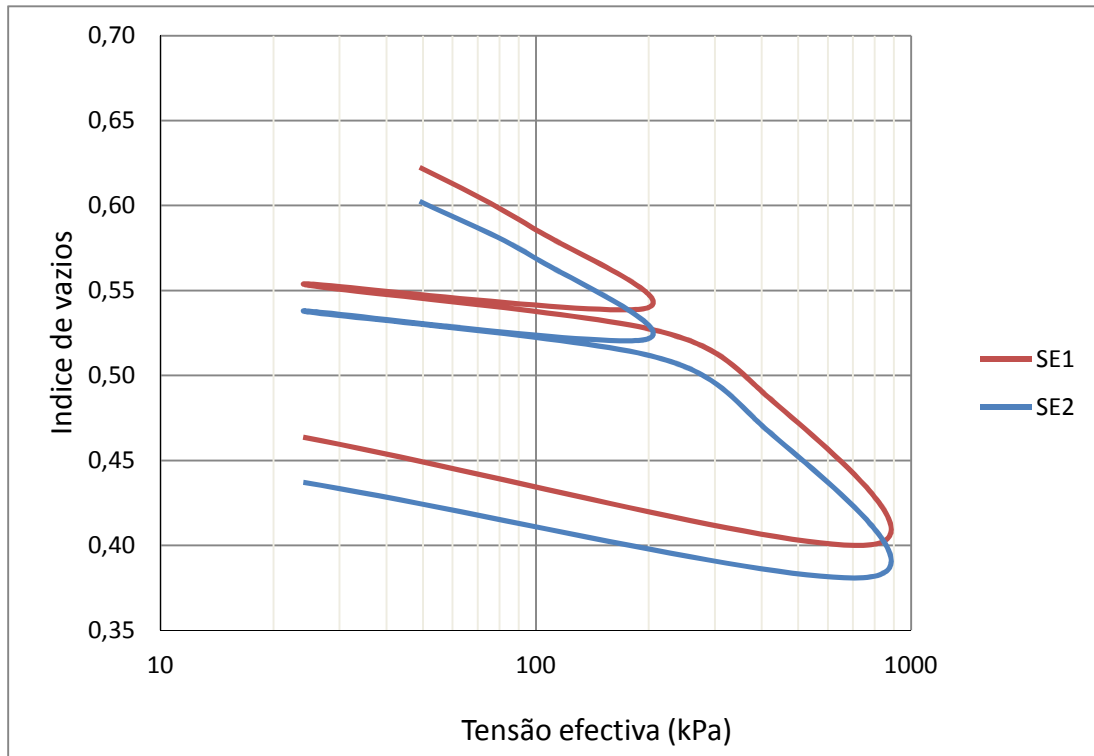


Figura 5.13 - Curvas de consolidação obtidas no ensaio edométrico para os provetes remoldados com 175 ml de água.



**Figura 5.14 - Curvas de consolidação obtidas no ensaio edométrico para os provetes remoldados com 200 ml de água.**

O traçado das curvas de consolidação mostra a existência de dois momentos de descarga, durante os quais se verifica redução da tensão efectiva e aumento do índice de vazios. O andamento das curvas de carga, de descarga e recarga, ou seja, a resposta volumétrica às variações de tensão, depende, essencialmente, dos seguintes factores (Mitchell, 1993):

1. Interacções físicas entre partículas – estas interacções traduzem-se em estiramento, deslizamento, rolamento ou quebra das partículas do solo, devido ao aumento da tensão efectiva; a importância das interacções físicas aumenta com a dimensão das partículas e com o acréscimo do nível de tensão;
2. Interacções físico-químicas – incluem-se, aqui, estas interacções entre partículas e entre as partículas e a água intersticial; dependem das forças de superfície e da composição química da água intersticial; qualquer modificação química que contraia as camadas de que são constituídos os minerais de argila, leva a uma redução da expansibilidade ou da tensão de expansão; a composição mineralógica determina em grande medida a extensão destas interacções, as quais se tornam mais importantes para os solos mais finos sujeitos a baixos níveis de tensão e com elevados índices de vazios;

3. Ambiente geoquímico – em determinados ambientes geoquímicos alguns elementos em solução precipitam originando cimentos carbonatados, siliciosos ou ferruginosos, que vão ligar os grãos do solo, aumentando a sua resistência às variações volumétricas;
4. Temperatura – o seu incremento tem como efeito o aumento do volume em sistemas não drenados e a diminuição do mesmo em sistemas drenados;
5. *Fabric* e estrutura – os solos com estrutura floculada ou aberta são, geralmente, mais expansivos que os solos com estrutura dispersa; por outro lado, para tensões inferiores à tensão de pré-consolidação, os solos com estrutura floculada são menos compressíveis que os solos com estrutura dispersa, enquanto que, para tensões que excedem a tensão de pré-consolidação, acontece o contrário;
6. Trajectória de tensões – a compressão ou a expansão associada a uma determinada variação na tensão depende da trajectória de tensões seguida; o comportamento ao carregamento ou à descarga, entre duas tensões, varia consideravelmente conforme seja efectuada de uma só vez ou com escalões intermédios;
7. História de tensões – um solo sobreconsolidado (OC) é menos compressível, mas mais expansivo que um solo idêntico (com o mesmo índice de vazios) mas normalmente consolidado (NC).

A partir das curvas de consolidação, e utilizando a construção de Casagrande (figura 3.9), foi possível calcular a tensão de pré-consolidação, ou seja, a maior tensão à qual o solo já esteve sujeito. De modo a efectuar a reconstituição das curvas de consolidação *in situ*, expressas nas figuras 5.15 a 5.18, foi utilizada a construção proposta por Schmertmann (figura 3.11), sendo o ponto inicial os valores obtidos *in situ* (tabela 5.1). A tensão efectiva inicial foi obtida através da relação entre o peso volúmico e a profundidade de recolha das amostras, sendo 18,4 kPa.

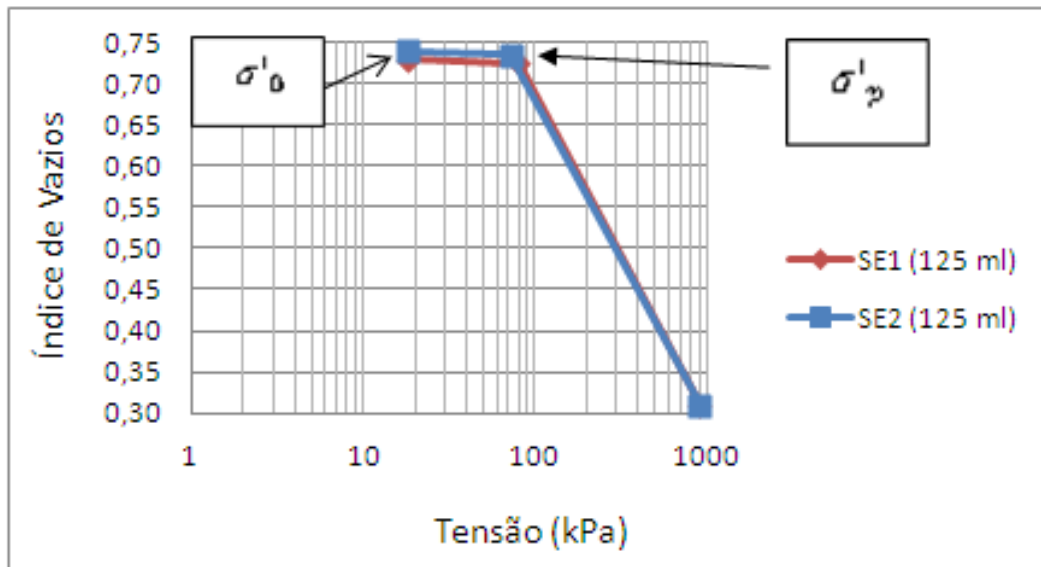


Figura 5.15 – Curva de consolidação *in situ* para os provetes remoldados com 125ml de água.

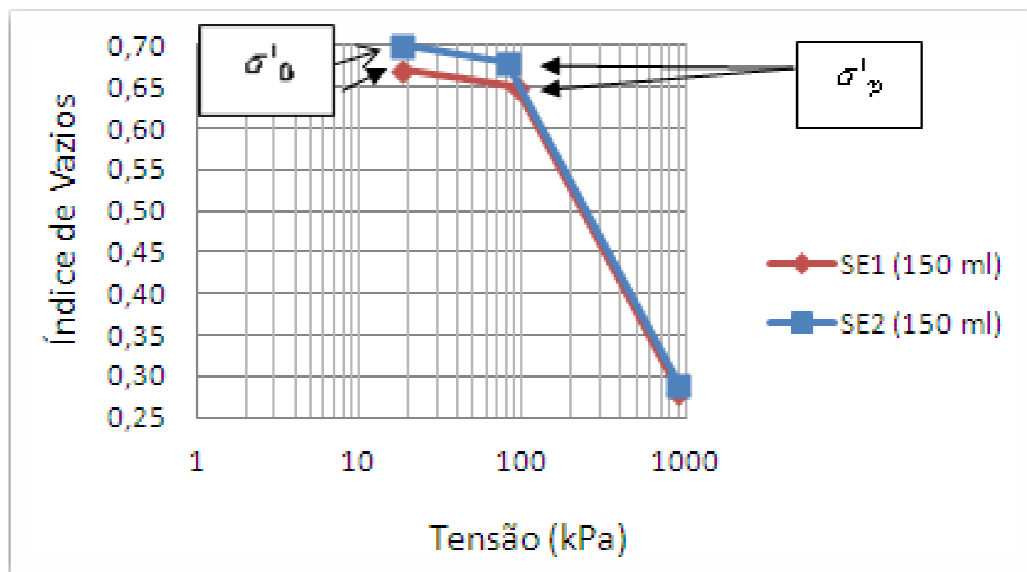


Figura 5.16 - Curva de consolidação *in situ* para os provetes remoldados com 150ml de água.

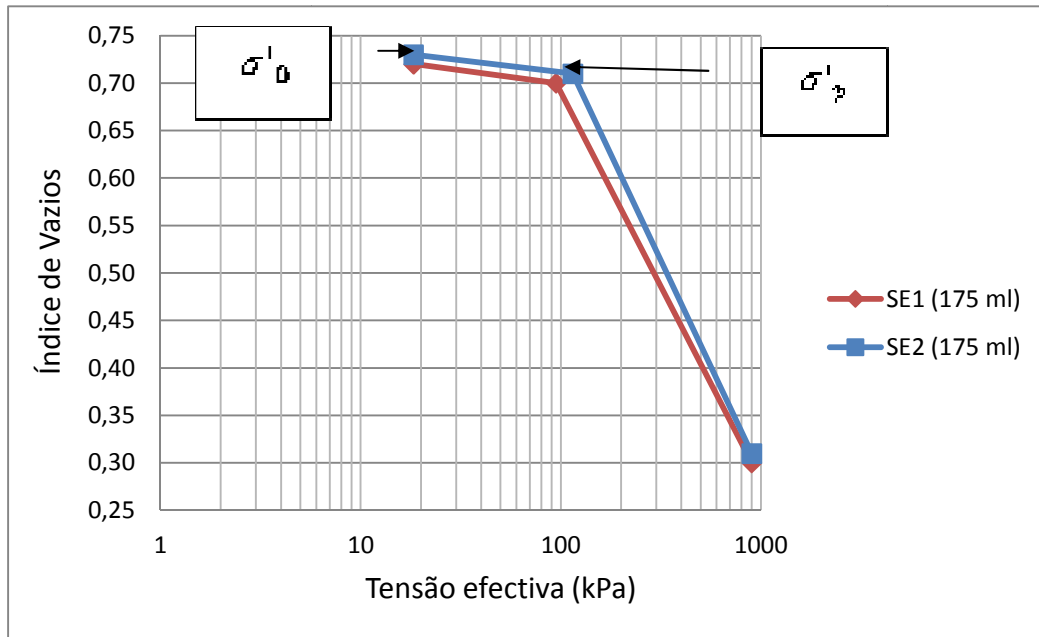


Figura 5.17 - Curva de consolidação *in situ* para os provetes remoldados com 175ml de água.

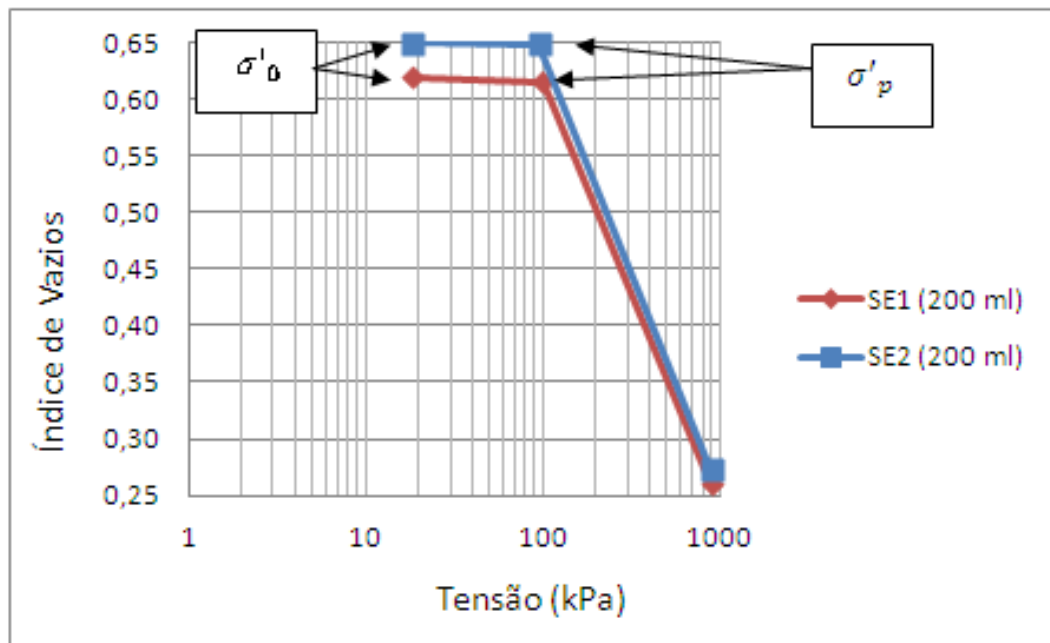


Figura 5.18 - Curva de consolidação *in situ* para os provetes remoldados com 200ml de água

Como é possível observar nas figuras 5.15 a 5.18, os valores da tensão de pré-consolidação,  $\sigma'_p$ , obtidos são superiores à tensão efectiva inicial do solo ( $\sigma'_0 = 18,4$  kPa), significando que este se encontra sobreconsolidado e, por esse motivo, as curvas obtidas apresentam dois ramos, o correspondente à compressão virgem (troço com declive mais inclinado) e o

correspondente à expansão ou recompressão, ou seja, o troço com declive menos inclinado. O traçado destes gráficos corresponde ao esperado num solo desta natureza, como foi apresentado na figura 3.11 (b).

De acordo com Benta (2007), a sobreconsolidação dos solos pode ter várias origens:

- Variações do nível freático – se o nível da água sofrer uma elevação dentro do terreno, as tensões efectivas serão aliviadas, provocando sobreconsolidação.
- Dissecção – próximo da superfície de um depósito de argila normalmente consolidada, devido aos ciclos de molhagem e secagem, pode aparecer uma camada superficial consolidada. Na parte temporariamente emersa do maciço, desenvolvem-se, por capilaridade, pressões intersticiais negativas de valor elevado, que ocasionam tensões efectivas, também muito elevadas, causadoras da referida sobreconsolidação;
- Erosão de camadas sobrejacentes – principalmente nos maciços mais antigos, a deposição das várias camadas e respectivo carregamento, pode ter sido seguida por um ou vários períodos de erosão, com conseqüente alívio de tensões nas camadas remanescentes. Nestas condições, a tensão efectiva vertical em repouso,  $\sigma'_{v0}$ , é inferior à máxima tensão já anteriormente instalada no solo,  $\sigma'_p$  e, deste modo, o maciço fica sobreconsolidado. Como já foi referido por Sobreira (1995), terá sido esta a causa essencial da sobreconsolidação dos solos pelíticos hetangianos do vale diapírico de Sesimbra.

Sob o ponto de vista prático e, citando Ortigão (1995) *“qualquer que seja a causa, o importante é ter em mente que, se o material for carregado abaixo de  $\sigma'_p$ , as deformações serão pequenas e reversíveis e o material apresenta comportamento que se pode admitir elástico; carregando acima de  $\sigma'_p$ , as deformações serão grandes e irreversíveis e o solo apresenta comportamento admitido como plástico”*.

O coeficiente de consolidação,  $c_v$ , foi calculado através do método de Casagrande (Capítulo 3), utilizando gráficos ( $\Delta h$ ,  $\log t$ ).

Os valores de coeficiente de permeabilidade vertical obtidos,  $K$ , são os expectáveis para um solo argiloso. Segundo a classificação apresentada na tabela 5.5, trata-se de solos praticamente impermeáveis.

**Tabela 5.5 – Classificação dos solos de acordo com o coeficiente de permeabilidade (*adaptado de Lambe & Whitman, 1979*)**

Grau de permeabilidade	Coef. de permeabilidade, $K$ (m/s)
Alta	$> 10^{-3}$
Média	$10^{-3}$ a $10^{-5}$
Baixa	$10^{-5}$ a $10^{-7}$
Muito baixa	$10^{-7}$ a $10^{-9}$
Praticamente impermeável	$< 10^{-9}$

Na tabela 5.6 encontra-se um quadro-síntese com os principais parâmetros obtidos nestes ensaios. Os valores encontram-se na ordem de grandeza dos apresentados por Lamas & Santana (2008) (tabela 4.4), estando a diferença na preparação das amostras para os ensaios.

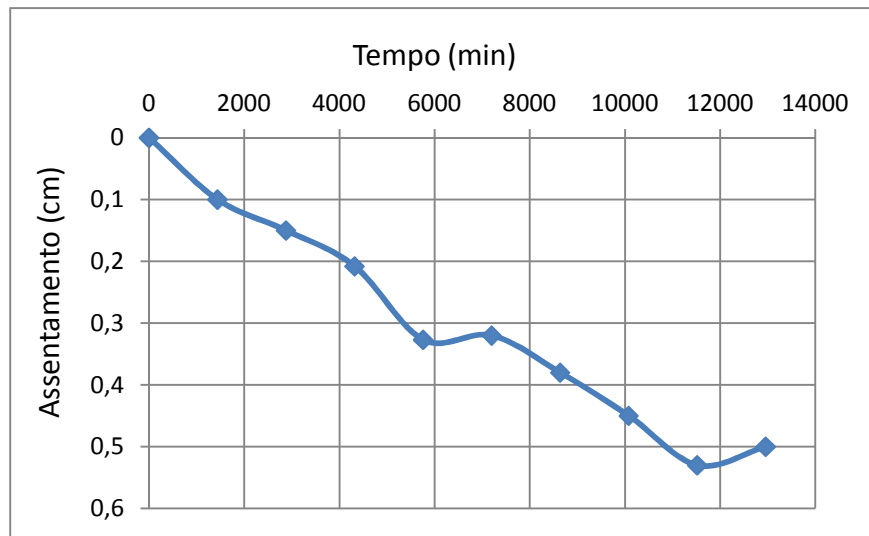
**Tabela 5.6 - Quadro-síntese com os resultados dos ensaios edométricos feitos nos provetes remoldados**

Amostra	Água	$e_0$	$C_c$	$\sigma'_p$ (kPa)	$C_e$	Intervalo de tensões (kPa)	$m_v$ ( $m^2 \cdot kN^{-1}$ )	$c_v$ ( $m^2 \cdot s^{-1}$ )	$K$ (m/s)
SE1	125 ml	0,73	0,39	80	0,01	196-391	$5,05 \times 10^{-5}$	$8,908 \times 10^{-8}$	$4,498 \times 10^{-11}$
	150 ml	0,67	0,37	92,3	0,03	196-391	$1,915 \times 10^{-4}$	$1,735 \times 10^{-7}$	$3,322 \times 10^{-10}$
	175 ml	0,72	0,41	94,8	0,03	196-391	$2,212 \times 10^{-4}$	$1,133 \times 10^{-7}$	$2,506 \times 10^{-10}$
	200 ml	0,62	0,37	100	0,01	196-391	$4,636 \times 10^{-5}$	$1,673 \times 10^{-7}$	$7,756 \times 10^{-11}$
SE2	125 ml	0,74	0,39	72,2	0,01	196-391	$5,205 \times 10^{-5}$	$8,028 \times 10^{-8}$	$4,178 \times 10^{-11}$
	150 ml	0,70	0,37	80	0,03	196-391	$1,939 \times 10^{-4}$	$5,321 \times 10^{-8}$	$1,031 \times 10^{-10}$
	175 ml	0,73	0,45	114,9	0,03	196-391	$2,052 \times 10^{-4}$	$9,822 \times 10^{-8}$	$2,015 \times 10^{-10}$
	200 ml	0,65	0,39	94,9	0,002	196-391	$4,712 \times 10^{-5}$	$1,669 \times 10^{-7}$	$7,864 \times 10^{-11}$

O grau de permeabilidade registado nestes ensaios encontra-se em conformidade com os resultados de Veiga & Quinta-Ferreira (2010). Já os valores do coeficiente de consolidação,  $c_v$ , são superiores aos dos referidos autores. De acordo com a equação (3.37), o cálculo do coeficiente de consolidação depende do valor do assentamento. A diferença entre os valores de coeficiente de consolidação obtidos prende-se com os assentamentos sofridos por cada provete.



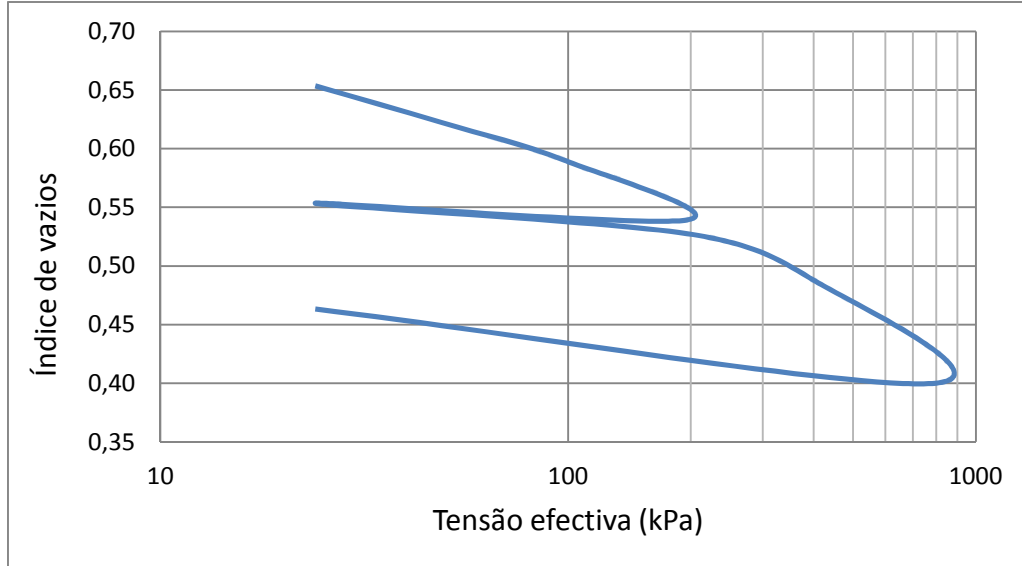
**- Provette indeformado**



**Figura 5.19 – Assentamento ao longo do tempo obtido para o provete indeformado**

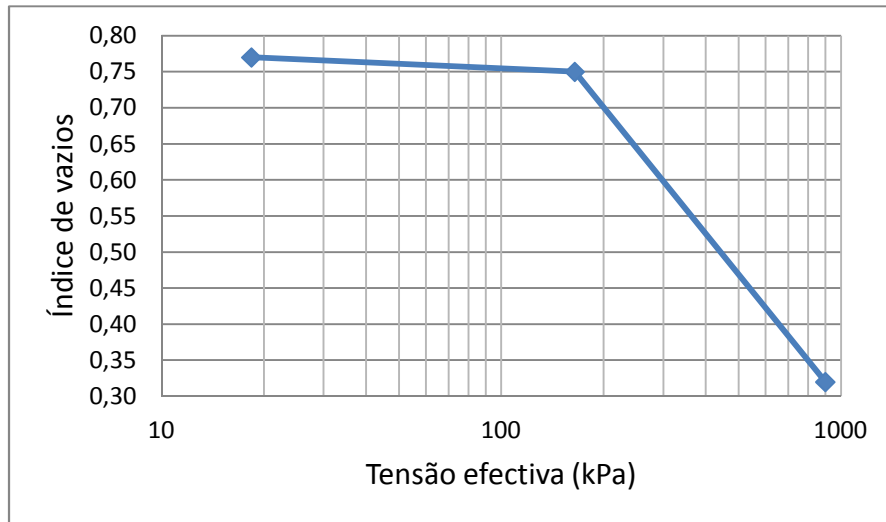
O traçado do gráfico representado na figura 5.19 é semelhante ao obtido nos ensaios realizados com os provetes remoldados. O valor do assentamento é decrescente à excepção de dois momentos, que correspondem aos ciclos de descarga.

Na figura 5.20 encontra-se a curva de consolidação obtida da realização deste ensaio.



**Figura 5.20 – Curva de consolidação obtida no ensaio edométrico realizado no provete indeformado**

A tensão de pré-consolidação foi, mais uma vez, obtida através da construção de Casagrande, explicada no terceiro capítulo. A curva de consolidação *in situ* foi construída utilizando a proposta de Schmertmann e encontra-se representada na figura 5.21.



**Figura 5.21 - Curva de consolidação *in situ* obtida no ensaio edométrico realizado no provete indeformado**

Na tabela 5.7 encontram-se sintetizados os parâmetros de compressibilidade considerados relevantes obtidos na realização deste ensaio.

**Tabela 5.7 - Quadro-síntese com os resultados do ensaio edométrico feito no provete indeformado**

Amostra	$e_0$	$C_c$	$\sigma'_p$ (kPa)	$C_e$	Intervalo de tensões (kPa)	$m_v$ ( $m^2.kN^{-1}$ )	$c_v$ ( $m^2.s^{-1}$ )	K (m/s)
SE2	0,77	0,58	164,7	0,02	196-391	$3,47 \times 10^{-4}$	$8,653 \times 10^{-10}$	$2,996 \times 10^{-12}$

É de salientar que os parâmetros de compressibilidade retirados deste ensaio encontram-se na ordem de grandeza expectável, ou seja, semelhantes aos parâmetros que foram calculados nos ensaios com os provetes remoldados. Verifica-se, novamente, uma ligeira diferença entre os valores de coeficiente de consolidação registados neste ensaios e os de Veiga & Quinta-Ferreira (2010).

#### **5.3.4.5. Comparação de resultados**

Embora o número de ensaios efectuados não seja suficientemente representativo para uma correcta caracterização deste tipo de solo, é possível tecer algumas considerações respeitantes às diferenças obtidas entre os resultados de ensaios em provetes remoldados e no provete não sujeito a esse processo.

A compactação de solos finos é um processo mecânico que, através de uma aplicação repetida e rápida de cargas sobre o solo, conduz a uma diminuição do seu volume e, portanto, a uma diminuição do índice de vazios e a um aumento do peso volúmico aparente seco. Esta redução de volume resulta, sobretudo, da expulsão de ar dos vazios do solo, não ocorrendo significativa alteração do teor em água nem alteração do volume das partículas sólidas durante a compactação.

Por outro lado, este processo provoca um aumento do grau de saturação visto que o volume de vazios sofre uma diminuição por expulsão do ar. Contudo a expulsão de todo o ar não é possível, verificando-se que fica sempre algum ar aprisionado entre os grãos de solo.

Segundo Correia (1980), com este processo a área de contacto das partículas sólidas aumenta, aumentando assim a resistência do solo e diminuindo a sua deformabilidade. Ainda de acordo com o mesmo autor o solo, ficando num estado mais denso, dificultará a passagem de água, ou seja, tornar-se-á menos permeável. Se, em termos de permeabilidade vertical, a diferença não é muito evidente, já em termos de assentamento se verifica que no provete indeformado estes são superiores aos sofridos pelos remoldados, como era expectável.



## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esta dissertação teve como objectivo contribuir para a caracterização da compressibilidade dos terrenos argilo-siltosos carbonatados ricos em materiais evaporíticos (gesso, halite e salgema), do Hetangiano, que formam o núcleo do vale diapírico de Sesimbra, e que se encontram integrados na unidade geológica denominada de “Formação-de-Dagorda”.

A existência daqueles terrenos, muito pobres do ponto de vista agrícola, facto a que não é alheia a presença de gesso, e confinados por encostas calcárias muito íngremes e o facto de estarem afastados dos grandes centros populacionais, não motivou uma efectiva ocupação humana, tendo aqueles solos merecido pouco interesse no passado. Apenas a partir do ano 2000, e com a sua contínua valorização, começaram a ser construídos edifícios de vários pisos. Até então os terrenos tinham vindo a ser ocupados por vivendas monofamiliares. O facto de até ao momento não existirem obras de grande envergadura naqueles terrenos foi uma das razões que contribuíram para que não tenham sido encontrados, no âmbito da pesquisa bibliográfica, elementos geotécnicos provenientes de estudos anteriores.

A escassez de elementos geotécnicos, bem como observações feitas no terreno, que permitiram a detecção de diversos problemas em habitações (desníveis no chão, fendas nas paredes, entre outros) serviram de motivação à realização deste trabalho.

Após as observações *in loco* foram recolhidas, com o apoio de uma pá, duas amostras indeformadas num local de fácil colheita devido a escavações executadas em anos recentes para implantação de um aldeamento turístico, situação esta que possibilitou amostragem de qualidade relativamente boa. As mesmas foram obtidas em épocas do ano diferentes e, portanto, com teores em água natural distintos, tendo sido, posteriormente, submetidas a um conjunto de ensaios de laboratório cujos resultados se encontram sintetizados nas tabelas 6.2 e 6.3. No mesmo terreno foi efectuado um ensaio para a determinação do peso volúmico aparente seco do solo *in situ* cujos resultados se encontram sintetizados na tabela 6.1.

Inicialmente, procedeu-se à realização de ensaios de identificação para cada amostra, isto é granulometria (peneiração e sedimentação) e limites de liquidez e de plasticidade, tendo em vista a classificação geotécnica do solo em estudo. Adicionalmente, foi determinado o teor em água natural através do método da estufa. De acordo com a Classificação Unificada de Solos – ASTM D 2487 – 85 (Correia, 1985), a amostra SE2 classifica-se como uma argila magra, de símbolo CL/ML. Já a amostra SE1 classifica-se como silte (ML). Relativamente à classificação para fins rodoviários (especificação E 240, LNEC, 1970), ambos os solos têm o símbolo A-7-6, o que, segundo a mesma classificação, lhes confere um comportamento muito mau como

fundação de pavimentos rodoviários. Foi ainda possível calcular o Índice de Actividade de Skempton, relacionando os valores de índice de plasticidade com a percentagem de argila deduzida da análise granulométrica, o que permitiu classificar de normal a actividade da fracção argilosa de ambas amostras. Recorrendo a um ábaco da autoria de Skempton (figura 2.1), aquela relação permitiu definir, de modo expedito, a caulinite como o filossilicato dominante, o que está de acordo com algumas determinações, por difracção de Raios-X, publicadas em trabalhos anteriores sobre estes mesmos terrenos.

Tabela 6.1 – Quadro-síntese dos resultados do ensaio *in situ*.

$\gamma$	18,38 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_d$	15,24 kN/m <sup>3</sup>
$e$	0,77

Tabela 6.2 – Quadro-síntese dos resultados dos ensaios laboratoriais para a amostra SE1

Ensaio	Parâmetros			Amostra SE1			
Análise granulométrica	% Material fino	Argila		18			
		Silte		77			
	% Material grosseiro	Areia		3			
		Seixo		2			
Limites de consistência (%)	LL			45			
	LP			29			
	IP			16			
Teor em água natural (%)				28,6			
Índice de Skempton	At			0,89			
	Mineralogia			Caulinite			
Ensaio Proctor	w <sub>opt</sub> (%)			36,4			
	γ <sub>d</sub> Max (kN/m <sup>3</sup> )			18,58			
Ensaio edométrico	Água adicionada no ensaio Proctor (ml)			125	150	175	200
	e <sub>0</sub>			0,73	0,67	0,72	0,62
	Cc			0,39	0,37	0,41	0,37
	σ' <sub>p</sub> (kPa)			80	92,3	94,8	100
	C <sub>e</sub>			0,01	0,03	0,03	0,01
	Intervalo de tensões (kPa)	24 - 196	m <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> /kN)	5,05x10 <sup>-5</sup>	1,915x10 <sup>-4</sup>	2,212x10 <sup>-4</sup>	4,636x10 <sup>-5</sup>
			c <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> /s)	8,908x10 <sup>-8</sup>	1,735x10 <sup>-7</sup>	1,133x10 <sup>-7</sup>	1,673x10 <sup>-7</sup>
			K (m/s)	4,498x10 <sup>-11</sup>	3,322x10 <sup>-10</sup>	2,506x10 <sup>-10</sup>	7,756x10 <sup>-11</sup>

Tabela 6.3 – Quadro-síntese dos resultados dos ensaios laboratoriais para a amostra SE2

Ensaio	Parâmetros			Amostra SE2				
Análise granulométrica	% Material fino	Argila		20				
		Silte		76				
	% Material grosseiro	Areia		3				
		Seixo		1				
Limites de consistência (%)	LL			41				
	LP			24				
	IP			17				
Teor em água natural (%)				23,5				
Índice de Skempton	At			0,85				
	Mineralogia			Caulinite				
Ensaio Proctor	w <sub>opt</sub> (%)			31,9				
	γ <sub>d Max</sub> (kN/m <sup>3</sup> )			18,44				
Ensaio edométrico	Água adicionada no ensaio Proctor (ml)			125	150	175	200	Provete indeform.
	e <sub>0</sub>			0,74	0,70	0,73	0,65	0,77
	Cc			0,39	0,37	0,45	0,39	0,58
	σ' <sub>p</sub> (kPa)			72,2	80	114,9	94,9	164,7
	C <sub>e</sub>			0,01	0,03	0,03	0,002	0,02
	Intervalo de tensões (kPa)	24 - 196	m <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> /kN)	5,205x10 <sup>-5</sup>	1,939x10 <sup>-4</sup>	2,052x10 <sup>-4</sup>	4,712x10 <sup>-5</sup>	3,47x10 <sup>-4</sup>
			c <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> /s)	8,028x10 <sup>-8</sup>	5,321x10 <sup>-8</sup>	9,822x10 <sup>-8</sup>	1,669x10 <sup>-7</sup>	8,653x10 <sup>-10</sup>
			K (m/s)	4,178x10 <sup>-11</sup>	1,031x10 <sup>-10</sup>	2,015x10 <sup>-10</sup>	7,864x10 <sup>-11</sup>	2,996x10 <sup>-12</sup>

Sendo as habitações monofamiliares o tipo de construção predominante no núcleo do vale diapírico de Sesimbra, são, regra geral, utilizados terraplenos como forma de correcção das irregularidades topográficas. Uma vez que as fundações são feitas sobre esses terraplenos, foi importante estudar os parâmetros de compactação daqueles solos. Para isso, foram realizados ensaios de compactação do tipo Proctor, em cada amostra, utilizando quatro quantidades distintas de água (125, 150, 175 e 200ml), de modo a obter igual número de pontos para a curva de compactação. Foi feita compactação leve em molde pequeno e obtiveram-se quatro pares de valores para teor em água e peso volúmico aparente seco. A representação desses valores em gráfico permitiu a obtenção dos pontos máximos das denominadas curvas de

compactação correspondentes aos valores óptimos para o teor em água e o respectivo peso volúmico aparente seco de cada uma das amostras.

Por fim, e de modo a concretizar o objectivo proposto para este trabalho, foram realizados ensaios edométricos utilizando cada um dos provetes obtidos do ensaio Proctor, para além de um quinto provete indeformado. Com a realização destes ensaios, foi possível avaliar o comportamento do solo, indeformado ou remoldado, com diferentes teores em água, quando sujeito a carregamentos. Cada ensaio foi iniciado aplicando uma tensão de 24 kPa (escolhido por ser o valor calibrado mais próximo do valor da tensão efectiva *in situ*), seguindo-se incrementos de tensões duplicados sucessivamente, tendo cada carregamento sido deixado a actuar por um período de 24 horas. A tensão máxima aplicada foi 782 kPa. Em cada um dos ensaios foi realizado um ciclo de descarga quando se atingiu a tensão de 196 kPa, voltando a carregar o provete até à tensão máxima referida. Foram também efectuadas várias leituras para o intervalo de tensão 24-196 kPa, com vista à determinação do coeficiente de consolidação.

Dos parâmetros obtidos no ensaio edométrico, foram considerados os mais relevantes a tensão de pré-consolidação e os coeficientes de consolidação e de permeabilidade vertical.

Durante a execução destes ensaios, foi possível observar que apenas os provetes remoldados com 200 ml de água, sofreram assentamentos muito reduzidos, provavelmente devido à proximidade entre os valores dos teores em água definidos e o do limite de liquidez, o que terá conferido ao solo um comportamento próximo do de um líquido. De acordo com a Teoria da Consolidação de Terzaghi, a água é considerada incompressível (capítulo 3).

A grande diferença entre o comportamento do provete indeformado e os dos provetes remoldados, residiu no facto de aquele ter sofrido maior assentamento total que estes últimos, conforme se verifica na tabela 6.2. Era expectável que assim fosse, pois a compactação é um processo mecânico que melhora as características de resistência e deformabilidade dos solos, reduzindo o seu índice de vazios e volume total, através da expulsão de grande parte do ar contido nos poros. Como anteriormente referido, um solo quando compactado fica mais denso sendo, assim, menos atreito a assentar.

Em todos os ensaios foram obtidas curvas de consolidação e, destas, foi possível traçar as curvas de consolidação *in situ*. A relação entre o peso volúmico *in situ* do solo e a profundidade a que as amostras foram recolhidas permitiu o cálculo do valor da tensão efectiva *in situ*. A comparação desse valor (considerado o mesmo para todos os provetes) com os valores de



tensão de pré-consolidação (tabelas 6.2 e 6.3) permitiu concluir que ambas as amostras se encontravam sobreconsolidadas.

Por fim, os valores dos coeficientes de permeabilidade vertical e de consolidação registados encontram-se na ordem de grandeza esperada para um solo pelítico. Dos resultados obtidos conclui-se que os solos estudados são praticamente impermeáveis (tabela 5.5).

Devido às limitações existentes em termos de meios, de tempo e de locais de recolha de amostras com a qualidade pretendida, o número reduzido de ensaios efectuados não pode ser considerado representativo para caracterizar o comportamento daqueles terrenos argilosos.

No entanto, e devido à escassez de dados geotécnicos destes terrenos originários de trabalhos anteriores, os resultados obtidos nesta dissertação poderão servir de base a novos estudos, mais representativos, interessando desta vez maior quantidade de pontos de amostragem nos depósitos hetangianos do vale diapírico de Sesimbra.

Por fim sugere-se, ao contrário do que foi aplicado neste trabalho, a obtenção de provetes remoladados com um aumento energia de compactação, isto é, através da realização de ensaios de compactação do tipo Proctor pesado.



## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Amado, C., Veiga, A., Quinta-Ferreira, M., & Velho, J. *"Análise de problemas de geologia de engenharia em zonas diapíricas: Os casos de Belo Horizonte, Santa Clara e Morro do Lena (Leiria)"*. Livro de homenagem ao Professor Coteló Neiva, "A Geologia de Engenharia e os Recursos Geológicos", Coimbra, Vol 1, 145-155, 2003.

ASTM. D2435-04. *"Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading"*. American Society for Testing and Materials, United States, 2004.

Benta, A. *"Aspectos do comportamento geomecânico da Formação das "Argilas de Aveiro""*. Dissertação de Doutoramento apresentada à Universidade de Aveiro, 351 p., 2007.

Choffat, P. *"Essai Sur La Tectonique de la Chaîne de l'Arrabida"*. Mem. Com. Serv. Geol. Portugal, Lisboa, 534 p., 1908.

Coelho, S. *"Tecnologia de Fundações"*. Escola Profissional Gustavo Eiffel, 1996.

Correia, G. A. *"Ensaio para controlo de terraplenagens"*. Min. Hab. e Obras Públicas, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 224 p., 1980.

Das, B. M. *"Principles of foundation engineering"*. CL-Engineering, 750 p., 2007.

Das, B. M., & Sivakugan, N. *"Geotechnical Engineering: A Practical Problem Solving Approach"*. Eureka Series, 505 p., 2010.

Faria, P. *"Propriedades composicionais e geotécnicas de solos argilosos em obras rodoviárias"*. Dissertação de Doutoramento apresentada à Universidade de Aveiro, 284 p., 2005.

Matos Fernandes, M. M. *"Estruturas de suporte de terras"*. Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, 1994.

Matos Fernandes, M. M. *"Mecânica dos Solos. Conceitos e Principios Fundamentais."*. FEUP - UP, Porto, 455 p., 2006.

Gomes, C. F. *"Argilas. O que são e para que servem."*. Fundação Calouste Gulbenkian, 247 p., 1988.

González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. *"Ingeniería Geológica"*. Pearson Education, Madrid, 744 p., 2004.

Guedes de Melo, F. "Compactação de aterros de barragens de terra". In F. Guedes de Melo, & H. Novais Ferreira, *"Controle da construção de obras de terra"*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 80 p., 1981.

Guerra, N. *"Apontamentos da cadeira de mecânica dos solos"*. FCT/UNL, 2008.

Hvorslev, M. *"Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes"*. American Society of Civil Engineers, 521 p, 1949.

Kullberg, J. C. *"Evolução tectónica mesozóica da bacia lusitaniana"*. Dissertação de doutoramento apresentada à Universidade Nova de Lisboa, 2000.

Kullberg, J. C., Terrinha, P., Pais, J., Reis, R. P., & Legoinha, P. *"Arrábida e Sintra"*. FCT: DCT - Artigos em revista nacional com arbitragem científica, 2008.

Lamas, P. C., & Santana, T. *"Contribuição para um melhor conhecimento do comportamento geotécnico dos terrenos argilosos do vale diapírico de Sesimbra"*. Portugal: Caparica, 2008.

Lambe, T. W., & Whitman, R. V. *"Soil Mechanics SI version"*. Wiley, 553 p., 1979.

LNEC. *Norma Portuguesa Definitiva, NP-84. "Solos. Determinação do teor em água."*. Laboratório de Engenharia Civil, 1965.

LNEC. *Especificação E 196 - "Análise Granulométrica"*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1966.

LNEC. *Especificação E 204 - "Determinação do peso volúmico Seca in situ pelo Método da Garrafa de Areia"*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1967.

LNEC. *Especificação E 219 - "Solos. Prospeção Geotécnica de terrenos - vocabulário"*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1968.

LNEC. *Especificação E 239 - "Análise granulométrica por peneiração húmida"*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1970.

LNEC. *Especificação E 240 - "Solos: Classificação para fins rodoviários"*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1970.

LNEC. *Norma Portuguesa Definitiva, NP-143. "Determinação dos limites de consistência"*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1969.

Maranha das Neves, E. *"Resistência dos solos: dilatância versus coesão efectiva"*. Revista Portuguesa de Geotecnia nº 109, Lisboa, 5-23, 2006.

Marques, F. M. *"The deep-seated landslide of "Praia do Telheiro" (SW coast of Portugal)"*. Comun. Inst. Geol. E Mineiro, 184-202, 2001.

Mineiro, A. J. *"Mecânica dos Solos e Fundações"*. FCTUNL, Lisboa, 1978.

Mitchel, J. K. *"Fundamentals of Soil Behavior"*. 2nd ed, John Wiley & Sons, Inc., New York, 437 p., 1993.

Ortigão, J. A. *"Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos"*. Segunda Edição. LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. Rio de Janeiro, 378 p., 1995.

Reis, A. *"Comportamento hidromecânico de um solo compactado com diferente teor em água e mesmo índice de vazios."*. Dissertação de Mestrado apresentada à Universidade Técnica de Lisboa, 111 p., 2010.

Sahashi, K., & Gulhati, M. D. *"Geotechnical engineering"*. Tata Mcgraw-Hill, 5ª edição, 741 p., 2008.

Simmons, N., Menzies, B. M., & Matthews, M. *"A Short Course in Geotechnical Site Investigation"*. Thomas Telford, 353 p., 2002.

Sobreira, F. G. *"Estudo Geoambiental do Concelho de Sesimbra"*. Dissertação de Doutoramento apresentada à Univ. Nova de Lisboa, 347 p., 1995.

Teixeira Duarte - Empresa de Sondagens e Fundações (1969), *"Urbanização dos Argeis: Praia da Califórnia, Sesimbra: Reconhecimento geotécnico"*. Trabalho realizado para a Fopra - Financiamentos Prediais e Agrícolas, S.A.R.L.

Terzaghi, K. *"Theoretical Soil Mechanics"*. Wiley, 528 p., 1943.

Terzahi, K. &. *"Soil Mechanics in Engineering Practice"*. 2nd ed, John Wiley & Sons, Inc., 729 p., 1967.

Veiga, A., & Quinta-Ferreira, M. *"Caracterização geotécnica das margas da Dagorda do diapiro Parceiros-Leiria"*. VIII Cong. Nac. de Geologia, GEOTIC - Soc. Geol. Portugal, Vol. 9 - N.º 22, 2010.

# **ANEXOS**

# ANEXO A - DETERMINAÇÃO DO TEOR EM ÁGUA ÓPTIMO E RESPECTIVO PESO VOLÚMICO APARENTE SECO NOS ENSAIOS PROCTOR

Tabela A.1 - Quadro-síntese com os resultados do ensaio Proctor para a amostra SE1

Data		Mar-10												
Peso do Pilão (g)	2500											Volume (V) do molde (cm <sup>3</sup> )		956
Quantidade de água (ml)		125		150		175		200			N.º camadas (n)	3		
Altura da queda (cm)	30,5	Amostra SE1										N.º pancadas por camada (N)	25	
Peso do molde	Pm (g)	2990		2990		2990		2990		2990				
Molde + solo húmido	Pt (g)	4745		4767		4764		4736						
Solo húmido	P (g)	1755		1777		1774		1746						
γ=P/V	γ	1,836		1,859		1,856		1,826						
Cápsula n.º		A2"	23	12	14	11	24	8	3					
Cápsula + solo húmido	B (g)	80,06	85,03	98,64	105,56	87,33	92,21	95,48	99,79					
Cápsula + solo seco	C (g)	63,02	66,48	77,21	83,28	68,28	70,16	70,71	74,58					
Peso da cápsula	A (g)	12,85	12,84	15,86	21,56	16,75	12,77	8,9	8,44					
Peso da água	B-C (g)	17,04	18,55	21,43	22,28	19,05	22,05	24,77	25,21					
Solo seco	C-A (g)	50,17	53,64	61,35	61,72	51,53	57,39	61,81	66,14					
Teor em água	ω (%)	33,96%	34,58%	34,93%	36,10%	36,97%	38,42%	40,07%	38,12%					
Teor em água médio	ω med	34,27%		35,51%		37,70%		39,10%						
γd=(100*γ)/(100+ω med)	γd (kN/cm <sup>3</sup> )	1,830		1,852		1,849		1,819						
Energia de Compactação: E=(p*h*N*n)/V	(N.cm/cm <sup>3</sup> )	59,82												
							γd (kN/m <sup>3</sup> )	18,58						
							w <sub>opt</sub> (%)	36, 4						



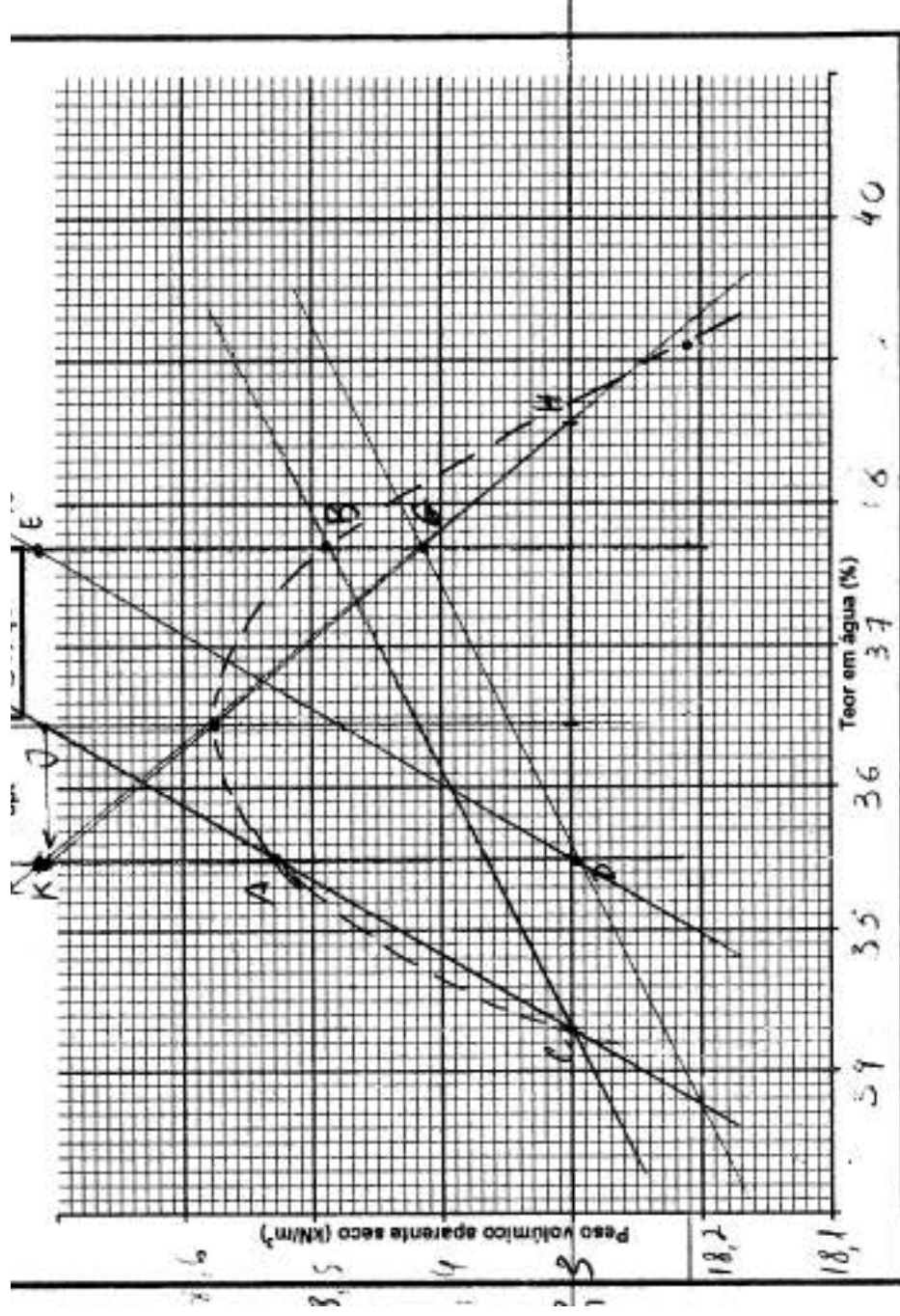


Figura A.1 - Determinação do teor em água ótimo e respectivo peso volumico aparente seco para a amostra SE1

Tabela A.2 - Quadro-síntese com os resultados do ensaio Proctor para a amostra SE2

Data		Out-10												Volume (V) do molde (cm <sup>3</sup> )		956
Peso do Pilão (g)	2500													N.º camadas (n)		3
Quantidade de água (ml)		125		150		175		200								
Altura da queda (cm)	30,5	Amostra SE2												N.º pancadas por camada (N)		25
Peso do molde	P <sub>m</sub> (g)	2990		2990		2990		2990								
Molde + solo húmido	P <sub>t</sub> (g)	4735		4755		4755		4715								
Solo húmido	P (g)	1745		1765		1765		1725								
γ=P/V	Y	1,83		1,85		1,85		1,80								
Cápsula n.º		8	3	A2"	23	12	14	11	24							
Cápsula + solo húmido	B (g)	35,33	54,63	74,47	68,65	93,6	80,25	80,2	77,1							
Cápsula + solo seco	C (g)	29,3	44,14	59,83	55,39	74,49	65,94	63,98	60,92							
Peso da cápsula	A (g)	8,9	8,44	12,55	12,84	15,86	21,56	16,75	12,77							
Peso da água	B-C (g)	6,03	10,49	14,64	13,26	19,11	14,31	16,22	16,18							
Solo seco	C-A (g)	20,4	35,7	47,28	42,55	58,63	44,38	47,23	48,15							
Teor em água	ω (%)	29,56%	29,38%	30,96%	31,16%	32,59%	32,24%	34,34%	33,60%							
Teor em água médio	ω med	29,47%		31,06%		32,42%		33,97%								
γ <sub>d</sub> =(100*γ)/(100+ω med)	γ <sub>d</sub> (kN/cm <sup>3</sup> )	1,820		1,841		1,840		1,798								
Energia de Compactação: E=(P*h*N*n)/V	(N.cm/cm <sup>3</sup> )	59,82														
						γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )		18,44								
						w <sub>opt</sub> (%)		31,9								

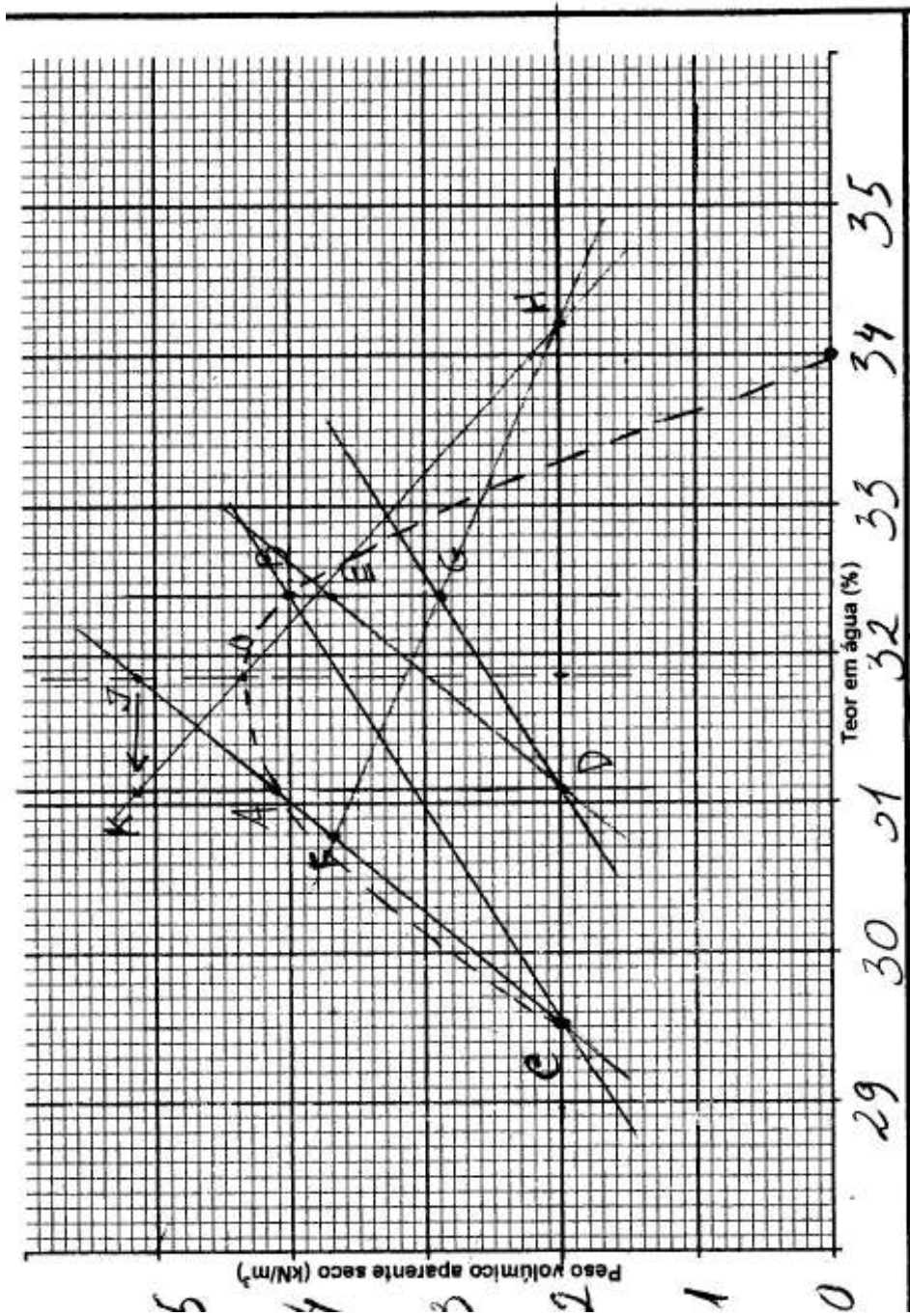


Figura A.2 – Determinação do teor em água ótimo e respectivo peso volúmico aparente seco para a amostra SE2